Versuche über das plastische Verhalten von Zweifeldrigen Stahlbetonbalken

Working Paper**Author(s):**

Bachmann, Hugo; Thürlimann, Bruno

Publication date:

1965

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-000657424>

Rights / license:

In Copyright - Non-Commercial Use Permitted

Originally published in:

Bericht / Institut für Baustatik ETH Zürich 6203(1-2)

**Versuche über das plastische
Verhalten von zweifeldrigen
Stahlbetonbalken**

Hugo Bachmann
Bruno Thürlimann

1965

Berichte Nr. 6203-1 und -2

**Institut für Baustatik
Eidgenössische Technische Hochschule
Zürich**

VERSUCHE ÜBER DAS PLASTISCHE VERHALTEN VON ZWEIFELDRIGEN STAHLBETONBALKEN

SERIE A

**Hugo Bachmann
Bruno Thürlimann**

**Juli 1965
Bericht Nr. 6203-1**

VORWORT

Die beschriebenen Versuche über die Momentenumlagerung an zweifeldrigen Stahlbetonbalken wurden ermöglicht durch einen Forschungskredit der

von Moos'schen Eisenwerke, Luzern.

Der Geschäftsleitung dieser Firma, insbesondere Herrn Direktor Dr. E. Schneckenburger, danken die Verfasser herzlich für die grosszügige Unterstützung.

Zürich, Juli 1965

Institut für Baustatik
Eidg. Techn. Hochschule

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	Seite
1. Einleitung	4
1.1 Allgemeines	4
1.2 Versuchsplanung	5
2. Versuchsbalken	8
2.1 Beschreibung	8
2.11 Abmessungen und Armierung	8
2.12 Herstellung und Lagerung	9
2.2 Baustoffe	9
2.21 Stahl	9
2.22 Beton	10
2.3 Rechnerische Werte	12
2.31 Querschnittswerte	13
2.32 Elastischer Bereich	13
2.33 Plastischer Bereich	13
a) Plastische Momente	14
b) Traglasten	17
c) Momenten-Umlagerung	19
d) Theoretische Rotationswinkel	19
e) Momenten-Schub-Verhältnis	21
2.34 Rechnerische Werte mit Soll-Größen	21
2.35 Schubarmierung	22
3. Durchführung der Versuche	26
3.1 Versuchseinrichtung und Montage	26
3.2 Versuchsablauf	27
3.3 Messungen	29
3.4 Pressen- und Auflagerkräfte	30
4. Versuchsergebnisse	31
4.1 Trag- und Bruchverhalten	31
4.11 Bruchlasten	31
4.12 Bruchsicherheiten nach SIA	31
4.13 Brucharten und Tragverhalten	32

	Seite
4.2 Momentenverteilung und Momentenumlagerung	38
4.21 Momentenverteilung	38
4.22 Momentenumlagerung	39
4.3 Schubbeanspruchung	41
4.31 Schubspannungen	41
4.32 Momenten-Schub-Verhältnis	41
4.33 Beanspruchung der Bügel	42
4.4 Durchbiegungen und Biegelinien	45
4.41 Durchbiegungen	45
4.42 Biegelinien	46
4.5 Mittlere Krümmungen und Rotationswinkel	47
4.51 Grundsätzliches	47
4.52 Messungen	49
4.53 Krümmungsverteilung	49
a) Krümmungen bei der Fliesslast	50
b) Krümmungen bei der letzten Laststufe vor dem Bruch	51
4.54 Rotationswinkel	51
4.6 Verformungen beim mittleren Auflager	53
4.61 Betonstauchungen	53
4.62 Verformungen der Zugzone	56
4.63 Dehnungsverlauf über den Querschnitt	56
4.7 Risseverhalten	57
4.71 Risslasten	57
4.72 Rissebilder	58
4.73 Rissbreiten	61
4.8 Verbundverhalten	62
 5. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	 63
 Literaturverzeichnis	 67
Bezeichnungen	69
Tabellen	75
Figuren	81
Abbildungen	125
Anhang	129

1. EINLEITUNG

1.1 Allgemeines

Das Bruchverhalten statisch unbestimmter Tragwerke bildete in den letzten 15 Jahren Gegenstand zahlreicher theoretischer und experimenteller Untersuchungen. Auf Grund der gewonnen Erkenntnisse wurden einfache Berechnungsmethoden entwickelt (z.B. [1]). Diese werden zur Bemessung von Tragwerken aus Stahl in den Vereinigten Staaten (USA) bereits angewendet [2]. Im Gegensatz dazu bietet die plastische Berechnung und Bemessung statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahlbeton noch erhebliche Schwierigkeiten, da sich Beton spröde verhält und nur sehr begrenzt verformbar ist. Vor allem die Frage der Deformationsfähigkeit plastifizierter Bereiche, auch "Rotationsfähigkeit plastischer Stahlbetongelenke" genannt, ist noch unabgeklärt.

Die bisherigen experimentellen Untersuchungen, welche hier interessieren, lassen sich in folgende generelle Gruppen einteilen:

1. Plastizitätsversuche:

- a) An einfachen Balken, mit meist 1 oder 2 Einzellasten, zur Erforschung der Rotationsfähigkeit (z.B. [3]).
- b) An Durchlaufbalken zur Erforschung der Momentenumlagerung mit kleiner bis mässiger Schubbeanspruchung (z.B. [4]).

2. Schubversuche:

- a) An einfachen Balken (z.B. [5]).
- b) An Durchlaufbalken, die entsprechend elastischer Momentenverteilung armiert waren (z.B. [6]).

Bei den Versuchen der Gruppe 2b) nehmen die Momente, sofern kein vorzeitiger Schubbruch eintritt, stets ungefähr propor-

tional mit der Belastung zu. Das bedeutet, dass die Bruchmomente in den massgebenden Querschnitten annähernd gleichzeitig auftreten und somit zum Erreichen der Traglast keine oder nur eine sehr kleine Momentenumlagerung nötig ist.

Handelt es sich jedoch um Träger, welche nicht entsprechend der elastischen Momentenverteilung armiert und zugleich einer erheblichen Schubbeanspruchung ausgesetzt sind, so wird sich der Schub auf die Ausbildung und Rotationsfähigkeit plastischer Gelenke auswirken. Entsprechende Versuche sind seit 1963 durch das Institut für Baustatik an der Eidgenössischen Technischen Hochschule durchgeführt worden. Der Zweck dieser Versuche war das Studium der folgenden zwei Problemkreise:

1. Allgemeines Verhalten (Bruchlasten, plastische Momente, Momentenumlagerungen, Durchbiegungen, Risse, Krümmungen, usw.),
2. Einfluss der Querkraft auf die Ausbildung und Rotationsfähigkeit plastischer Gelenke.

Bis heute sind im Laufe dieser Studien Versuche an zwei Serien von je 5 Zweifeldbalken durchgeführt worden. Ueber die Ergebnisse aus der ersten Serie (Serie A) soll im folgenden berichtet werden.

1.2 Versuchsplanung

Im Planungsstadium wurden verschiedene Versuchsanordnungen hinsichtlich ihrer Eignung zum Studium der erwähnten zwei Problemkreise untersucht. Sind das statische System, Spannweiten und Belastungsanordnung sowie die Querschnittsform und die Materialeigenschaften des Stahles und Betons festgelegt, so ist an der Stelle der höchsten Schubbeanspruchung die maximale Schubspannung $\tau_{\max}$ im Bruchzustand nur noch eine

Funktion des Längsarmierungsgehaltes μ in den für die Tragfähigkeit massgebenden Querschnitten. In Fig. 2 ist diese Abhängigkeit für die in Fig. 1 gezeigten drei Versuchsanordnungen dargestellt. Die entsprechenden theoretischen Beziehungen sind im Anhang hergeleitet.

Der Darstellung Fig. 2 liegen die folgenden Werte zugrunde: Rechteckquerschnitt mit statischer Höhe $h = 35$ cm, Spannweite $l = 3,00$ m, Fließgrenze des Stahles $\sigma_f = 47$ kg/mm² und Prismenfestigkeit des Betons $\beta = 372$ kg/cm². Als Parameter sind die Laststellung $\kappa \cdot l$ (siehe Fig. 1), $\lambda = M_{pF}/M_{pS}$, d.h. das Verhältnis der plastischen Momente im Feld- und Stützenquerschnitt sowie der "Umlagerungsfaktor" $\alpha = P_p/P_f$, d.h. das Verhältnis der Traglast zur Fließlast, verwendet worden.

Eine ausführlichere Diskussion zu Fig. 2 ist im Anhang zu finden. Hier sollen die wichtigsten Punkte erwähnt werden, die bei der Versuchsplanung eine Rolle spielten.

Wird das Verhältnis Lastabstand zu Balkenhöhe $a/h \approx 3$ festgelegt, so ist bei gegebener Spannweite auch die statische Höhe bestimmt. Bei Balken mit Rechteckquerschnitt ist in diesem Fall eine Steigerung der Schubspannung $\tau_{\max}$ im Bruchzustand nur durch eine Vergrößerung der Längsarmierung möglich. In der Praxis werden kaum grössere Längsarmierungsgehalte als etwa $\mu = 1,5$ % verwendet. Für die Versuchsbalken, welche nach der Anordnung Fig. 1c beansprucht waren, wurden daher über dem mittleren Auflager Armierungsgehalte zwischen etwa 1 % und 2 % angenommen. Fig. 2 zeigt die entsprechenden maximalen Schubspannungen (Punkte A1 bis A5) für die 5 Versuchsbalken. Sollen bei gleichem Armierungsgehalt höhere Schubspannungen erreicht werden, so ist ein T- oder I-Querschnitt zu wählen, wie es in Fig. 2 angedeutet ist. Für eine zweite Versuchsserie, die in einem folgenden Bericht beschrieben wird, wurde von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht.

Weitere Ueberlegungen im Planungsstadium wurden hinsichtlich der Umlagerung der Schnittkräfte, $\alpha = P_p/P_f$, infolge plastischer Verformungen (siehe 2.33) gemacht. Auch wurde angestrebt, erhebliche plastische Rotationen θ sowohl im Feld (Versuche A1, A2) als auch über der Stütze (Versuche A3, A4, A5) zu erhalten durch eine entsprechende Abstufung der "positiven" und "negativen" Längsarmierung.

Die Schubarmierung wurde nach einem neuen Vorschlag [7] bemessen. Die Versuche sollten Aufschluss geben über seine Anwendbarkeit bei statisch unbestimmt gelagerten Balken.

Schliesslich sind im Bestreben, alle übrigen Grössen konstant zu halten, die folgenden konstruktiven Gesichtspunkte beachtet worden:

- Druckarmierung überall gleich ($2 \varnothing 12$),
- Längsarmierung aus Stäben mit nur zwei Durchmessern 12 und 18 mm,
- Gleiche Breite von Auflager- und Lastplatten für alle Balken.

Zusammenfassend kann somit festgehalten werden:

1. Die einzigen Variablen bei den Versuchsbalken waren
 - die Zug-Längsarmierung im Feld und über der mittleren Stütze (primär), und
 - die Schubarmierung (sekundär).
2. Die Zug-Längsarmierung wurde variiert im Hinblick auf die Grössen Längsarmierungsgehalt μ , maximale Schubspannung im Bruchzustand $\tau_{\max}$, Umlagerungsfaktor $\alpha = P_p/P_f$ und plastischer Rotationswinkel θ .

2. VERSUCHSBALKEN

2.1 Beschreibung

2.11 Abmessungen und Armierung

Die Abmessungen sowie die Armierung der Versuchsbalken gehen aus Fig. 3 hervor.

Die Längsarmierung bestand aus Torstahl mit Durchmesser $d = 12 \text{ mm}$ und $d = 18 \text{ mm}$. Da Verbundbrüche vermieden werden sollten, war der guten Verankerung besondere Aufmerksamkeit zu schenken. An den um 20 cm über den Auflagepunkt hinausragenden Balkenenden schien es wegen der guten Profilierung nicht notwendig, Endhaken anzuordnen. Man liess die unteren Eisen einfach gerade herausstehen, was die einwandfreie Kontrolle eines allfälligen Schlupfes ermöglichte.

Die Längsbewehrung der Druckzone in jedem zu erwartenden plastischen Gelenk wurde konstant gehalten und bestand aus 2 $\emptyset 12$. Aus diesem Grunde war es nicht möglich, einen Teil der Hauptarmierung wie üblich über den ganzen Balken fortzusetzen. Die direkt gestossenen Stäbe wurden daher stumpf miteinander verschweisst. Die Endhaken ($r = 4d$) der übrigen, im Bereich der Schnitte II und III zu verankernden Stäbe wurden jeweils im Druckbereich angeordnet, wobei die Lage des Momentennullpunktes sowohl nach der Elastizitätstheorie wie auch nach der einfachen Plastizitätstheorie zu berücksichtigen war. Je nach der Lage des zu erwartenden plastischen Gelenkes im Feld musste die obere Längsbewehrung schon vor dem Schnitt II verankert (A3, A4, A5) oder sie konnte noch unter der dortigen Last hindurchgezogen werden (A1, A2). Um die Ansammlung allzuvieler Haken zu vermeiden (jedoch nicht als Schubarmierung), wurde schliesslich beim Balken A4 ein aufgebogenes Eisen direkt von Zugzone zu Zugzone geführt.

Die Schubarmierung bestand ausschliesslich aus vertikalen, geschlossenen Bügeln $\emptyset 8$ und $\emptyset 10$ aus Torstahl ($r = 1,5 d$). Die beiden Enden der Stäbe wurden in üblicher Weise mit einer Länge von mindestens $10 d$ rechtwinklig um eine Ecke geführt.

Die allseitige Betonüberdeckung der Bügel betrug ungefähr 12 mm bei $\emptyset 8$ und 10 mm bei $\emptyset 10$, diejenige der Längseisen demnach etwa 22 mm.

2.12 Herstellung und Lagerung

Die Schalung der Versuchsbalken bestand aus zwei auf einem Holzpodest mit nach aussen weisenden Flanschen aufgestellten Walzprofilen NP 40. Zwischen diesen war ein Futterholz 2 cm x 18 cm eingelegt, sodass das gewünschte Rechteckprofil 18 cm x 38 cm genau eingehalten werden konnte. Die an den Versuchsbalken gemessenen Abweichungen vom Sollprofil betrugen maximal 5 mm.

Der Beton für zwei gleichzeitig betonierte Balken wurde in einem Zwangsmischer in 500 lt-Mischchargen hergestellt und nach dem Einbringen mit Nadelvibratoren verdichtet. Nach erfolgtem Glattstrich wurden die Balken vorerst mit feuchten Säcken zugedeckt und dann nach 7 Tagen ausgeschalt. Bis zum Versuch lagerten sie bei ungefähr 20° C Raumtemperatur.

2.2 Baustoffe

2.21 Stahl

Die physikalischen Eigenschaften der verwendeten Torstähle gehen aus Tabelle 1 hervor. Sie sind bezogen auf die gemessenen effektiven Querschnittsflächen. Diese weichen maximal 4 % von denjenigen eines vollen Rundstabes mit Nenn-Durchmesser ab.

Die in Fig. 4 wiedergegebenen Spannungs-Dehnungs-Diagramme wur-

den bis zu einer Dehnung von ca. 5 ‰ durch eine sogenannte Feindehnungsmessung (Messstrecke 200 mm, festgeklemmte Messuhren, 1/100 mm Ablesegenauigkeit) mit ungefähr 10 Laststufen aufgenommen. Die anschliessende sogenannte Grobdehnungsmessung (Messstrecke 200 mm, Deformeter mit 1/10 mm Ablesegenauigkeit) umfasste bis zu 10 Dehnungsstufen. Die Gleichmassdehnung wurde nach dem Versuch ausserhalb der Einschnürungszone gemessen. Sie stimmt nicht überall mit den aus λ_5 und λ_{10} nach

$$\lambda_{G1} = 2 \lambda_{10} - \lambda_5$$

zur Kontrolle gerechneten Werten überein.

2.22 Beton

Die Zusammensetzung des Frischbetons ist in Tabelle 2 angeführt. Als Zuschlagstoffe wurde gut gewaschenes, rolliges Material 0 - 18 mm, getrennt in 2 Komponenten, verwendet. Die Kornzusammensetzung entsprach ziemlich genau der Fuller-Kurve. Der Anteil an Feinteilen < 0,12 mm betrug ca. 2,7 ‰. Als Zement wurde normaler schweizerischer Portlandzement verwendet. Seine Mörtelfestigkeit gemäss SIA-Normen Nr. 116 nach 28 Tagen betrug 607 kg/cm².

Zur Ermittlung der Betonfestigkeit wurden gleichzeitig mit den Balken je 6 Prismen 12 x 12 x 36 cm hergestellt und genau gleich wie diese gelagert. Nach 7 Tagen erfolgte die Prüfung von 1 Prisma auf Biegezug- + Würfeldruckfestigkeit. Jeweils am zweiten Tage des Balkenversuches wurden 2 Prismen auf Biegezug- und Würfeldruckfestigkeit sowie 2 Prismen auf Prismendruckfestigkeit geprüft.

Die Festigkeiten der gleichzeitig mit den Balken geprüften Probekörper sind in Tabelle 3 festgehalten. Trotz dem recht unterschiedlichen Prüfalter sind die Variationskoeffizienten V rela-

tiv gering. Zur Bestimmung der rechnerischen Werte und zur Auswertung wurden deshalb für sämtliche Balken nur die Mittelwerte herangezogen.

Um auch den plastischen Teil des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes zuverlässig erfassen zu können, wurden auf alle 4 Seiten von 4 unarmierten Prismen $12 \times 12 \times 36$ cm elektrische Dehnungsmessstreifen mit 15 cm Messlänge aufgeklebt. Nach einer Belastung von maximal 100 kg/cm^2 wurden die Prismen in der Presse derart verschoben, dass die an den 4 Messstreifen einzeln registrierten Dehnungen unter sich gleich waren (Zentrierung). Nach der anschliessenden Verdrahtung für die gemittelte Messung erfolgte die eigentliche Aufnahme des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes. Dabei wurde oberhalb einer Spannung von ca. $\beta/2$ ein bestimmtes Last- bzw. Dehnungsprogramm eingehalten, um den Zeiteinfluss erfassen zu können. Wie aus dem in Fig. 5 als Beispiel dargestellten Diagramm von Prisma Nr. 1 hervorgeht, betrug dort die mittlere Dehngeschwindigkeit $2,22 \cdot 10^{-5}$ pro Minute. Nach Erreichen einer bestimmten Dehnungsstufe wurde die Dehnung während 3 Minuten konstant gehalten. Der entsprechende Lastabfall geht aus Fig. 5 hervor. Die anschliessende Laststeigerung erfolgt so, dass nach 1,5 Minuten die Dehnung um 0,1 %o zugenommen hatte.

In Tabelle 4 sind die mittleren Dehngeschwindigkeiten angegeben, welche bei den 4 geprüften Prismen eingehalten wurden. Ferner sind die gemessenen Werte β , E_b , ϵ_u und $\epsilon_{b \text{ max}}$ aufgeführt. Der E_b -Modul wurde aus der während der Laststeigerung von 5 auf 25 kg/cm^2 gemessenen Dehnungszunahme bestimmt. ϵ_u bedeutet die Dehnung beim Erreichen der höchsten Betonspannung β , $\epsilon_{b \text{ max}}$ die maximale Dehnung.

Die Form der gemessenen Spannungs-Dehnungs-Diagramme lässt sich mathematisch angenähert beschreiben durch die kubische Parabel

$$\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_b + (3\beta - 2E_b \cdot \epsilon_u) \cdot \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_u}\right)^2 + (E_b \cdot \epsilon_u - 2\beta) \cdot \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_u}\right)^3, \quad (1)$$

worin β , E_b und ϵ_u vorgeschrieben werden können. Mit den gemessenen Werten β , E_b und ϵ_u von Prisma Nr. 1 ist die Kurve nach (1) gerechnet und in Fig. 5 gestrichelt eingetragen worden.

Die gemessenen Werte E_b und ϵ_u der 4 Prismen stimmen ferner recht gut überein mit den folgenden Ansätzen:

$$E_b = \frac{640'000 \cdot \beta}{200 + \beta}, \quad (2)$$

$$\epsilon_u = 2,15 \cdot \frac{\beta}{E_b}. \quad (3)$$

Zum Vergleich sind in Tabelle 4 noch die folgenden berechneten Werte aufgeführt:

$$\begin{aligned} E_b & \text{ nach (2) ,} \\ \epsilon_u & \text{ nach (3) mit gemessenem } E_b , \\ \epsilon_u & \text{ nach (3) mit } E_b \text{ nach (2) .} \end{aligned}$$

Auf Grund der recht guten Uebereinstimmung mit den gemessenen Werten kann somit, ausgehend vom Mittel der an 10 Prismen festgestellten Festigkeiten (Tabelle 3), für den Beton sämtlicher Balken das in Fig. 6 dargestellte mittlere $\sigma - \epsilon$ - Diagramm angenommen werden mit den Grössen:

$$\begin{aligned} \beta &= 372 \text{ kg/cm}^2 && \text{(nach Tabelle 3),} \\ E_b &= 416'000 \text{ kg/cm}^2 && \text{(nach (2)) ,} \\ \epsilon_u &= 1,92 \text{ ‰} && \text{(nach (3)) .} \end{aligned}$$

2.3 Rechnerische Werte

In den Tabellen 5 und 6 sind die rechnerischen Werte der Versuchsbalken aufgeführt.

2.31 Querschnittsgrössen

Für die Berechnung der Querschnittsgrössen, die in den Spalten 1 bis 14 angegeben sind, wurden die geometrischen Grössen h , h' und b , welche gut mit den Sollwerten übereinstimmten, den Plänen entnommen; hingegen wurden für F_e und F_e' die tatsächlich vorhandenen Stahlquerschnitte nach Tabelle 1 eingesetzt.

2.32 Elastischer Bereich

Der Berechnung der zulässigen Last nach den SIA-Normen Nr. 162 [8] wurden die folgenden üblichen Annahmen zugrunde gelegt:

- Momentenverteilung nach Elastizitätstheorie
für $I = \text{konst.}$ (Fig. 7),
- $\sigma_e \text{ zul} = 20 \text{ kg/mm}^2$,
- $\sigma_b \text{ zul} = 110 \text{ kg/cm}^2$,
- $n = E_e/E_b = 10$.

Die Spalten 15 und 16 in Tabelle 5 enthalten die Angaben, in welchem Querschnitt der 5 Versuchsbalken die zulässige Spannung im Stahl oder Beton zuerst erreicht wurde. In den folgenden Spalten sind die entsprechenden zulässigen Lasten sowie die zugehörigen Momente in den Schnitten I, II und III aufgeführt. Schliesslich wurde als Mass für die Schubbeanspruchung die nominelle Schubspannung $\tau = Q/b_0 h$ (vergleiche 2.35) in den Bereichen 0-I, I-II und II-III berechnet und in die Spalten 21 bis 23 eingetragen.

2.33 Plastischer Bereich

Die Berechnung der Tragfähigkeit wurde zum Vergleich mit den Versuchsergebnissen nach der einfachen Plastizitätstheorie (z.B. [1], [9]) durchgeführt.

a) Plastische Momente

Für die Bestimmung des plastischen Momentes eines auf Biegung beanspruchten Stahlbetonquerschnittes mit Druckarmierung werden vorerst folgende Voraussetzungen gemacht:

- Idealisiertes σ - ϵ -Diagramm des Stahles mit $\sigma_f = \sigma_s$ (Fig. 8),
- Fließen von Zug- und Druckarmierung,
- Betondehnung am Druckrand sei gleich der Bruchdehnung ϵ_r ,
- Rechteckige Spannungsverteilung in der Betondruckzone mit $\sigma_b = \beta$.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen $\Sigma H = 0$, $\Sigma M = 0$ ergibt sich (Fig. 9):

$$\beta \cdot b \cdot h \cdot \xi + \sigma_f' \cdot F_e' = \sigma_f \cdot F_e, \quad (4)$$

$$\xi = \frac{1}{\beta} (\sigma_f \cdot \mu - \sigma_f' \cdot \mu') \quad , \quad (5)$$

$$M_p = \sigma_f \cdot \mu \cdot b \cdot h^2 \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) + \frac{\mu'}{\mu} \left(\frac{\xi}{2} - \frac{h'}{h}\right). \quad (6)$$

Setzt man zusätzlich das Ebenbleiben der Querschnitte voraus, so gilt (6) in Kombination mit (5) für folgende μ -Bereiche:

$$\epsilon_e \geq \epsilon_f: \mu_{\text{Grenz}} \leq \mu' \cdot \frac{\sigma_f'}{\sigma_f} + \frac{\beta}{\sigma_f} \cdot \frac{1}{1 + \epsilon_f/\epsilon_r}, \quad (7)$$

$$\epsilon_e' \geq \epsilon_f': \mu \geq \mu' \cdot \frac{\sigma_f'}{\sigma_f} + \frac{\beta}{\sigma_f} \cdot \frac{h'}{h} \cdot \frac{1}{1 - \epsilon_f/\epsilon_r}. \quad (8)$$

Darin ist $\epsilon_f = \sigma_f/E_e$ bzw. $\epsilon_f' = \sigma_f'/E_e'$. Beim sogenannten Grenzarmerungsgehalt nach (7) fällt somit der Fließbeginn mit dem Erreichen der Bruchstauchung des Betons zusammen. Für Armerungsgehalte μ , die kleiner als der Wert nach (8) sind, kommt die Druckarmierung nicht mehr ins Fließen. Die Bedingung $\Sigma H = 0$ lautet dann:

$$\beta \cdot b \cdot \xi \cdot h + E_e' \cdot \epsilon_r \left(1 - \frac{h'}{\xi \cdot h}\right) \cdot F_e' = \sigma_f \cdot F_e \quad (9)$$

Diese quadratische Gleichung für ξ wird am besten durch Probieren aufgelöst. Das Moment M_p ergibt sich dann wiederum nach (6).

Für den Fall, dass

$$\xi \cdot h \leq 2h' \quad , \quad (10)$$

also für

$$\mu \leq \frac{\beta}{\sigma_f} \cdot \frac{2h'}{h} + \mu' \cdot \frac{E_e' \cdot \epsilon_r}{2 \cdot \sigma_f} \quad , \quad (11)$$

erhält man mit dem inneren Hebelarm $(h - h')$ einen sicheren Wert für M_p :

$$M_p = \sigma_f \cdot \mu \cdot b \cdot h(h - h') \quad . \quad (12)$$

Solange

$$\mu \geq \frac{\beta}{\sigma_f} \cdot \frac{h'}{h} \quad (13)$$

ist $\sigma_e' \geq 0$ und der mit der Anwendung von (12) begangene Fehler an M_p ist höchstens $h'/2h$. Für $\sigma_e' \leq 0$ wird dieser Fehler grösser. Da aber die dem "genauen" Wert nach (6) mit (9) entsprechende Stahldehnung ϵ_e im allgemeinen sehr gross wird, rechtfertigt sich meist trotzdem die Berechnung von M_p nach (12).

Schliesslich kann noch derjenige kritische Armierungsgehalt angegeben werden, bei dem die Stahleinlagen gleichzeitig mit dem Beton zu Bruch gehen. Mit

$$\xi = \frac{\epsilon_r}{\epsilon_r + \epsilon_{e \max}} \quad (14)$$

ergibt sich

$$\mu_{\text{krit}} = \frac{\beta}{\beta_z} \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_r + \epsilon_{e \max}} \right) + \mu' \cdot \frac{E_e'}{\beta_z} \cdot \left[\epsilon_r - \frac{h'}{h} (\epsilon_r + \epsilon_{e \max}) \right] \quad (15)$$

Diese Formel ist gültig, solange

$$\left| \epsilon_r - \frac{h'}{h} (\epsilon_r + \epsilon_{e \max}) \right| \leq \frac{\sigma_f'}{E_e'} \quad . \quad (16)$$

Ist (16) nicht mehr erfüllt, geht (15) über in

$$\mu_{\text{krit}} = \frac{\beta}{\beta_z} \cdot \left(\frac{\epsilon_r}{\epsilon_r + \epsilon_{e \text{ max}}} \right) \pm \mu' \frac{\sigma_f'}{\beta_z} \quad (17)$$

Hierin gilt das + oder - Zeichen, je nachdem die linke Seite von (16) positiv oder negativ ist.

Mit den mittleren Werten der Versuchsbalken

$h = 35,0 \text{ cm}$, $h' = 2,6 \text{ cm}$, $b = 18,0 \text{ cm}$, $E_e = E_e' = 2,07 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$,
 $\beta_z = 51 \text{ kg/mm}^2$, $\sigma_f' = 44 \text{ kg/mm}^2$, $\beta = 372 \text{ kg/cm}^2$, $\mu' = 0,346 \%$,
 $\epsilon_r = 3,0 \%$, $\epsilon_{e \text{ max}} \cong \lambda_{G1} = 7 \%$

lauten die Grenzen:

$$\begin{aligned} \text{nach (7) :} \quad & \mu_{\text{Grenz}} \leq 5,29 \% , \\ \text{nach (8) :} \quad & \mu \geq 2,52 \% , \\ \text{nach (11) :} \quad & \mu \leq 1,50 \% , \\ \text{nach (13) :} \quad & \mu \geq 0,63 \% , \\ \text{nach (17) :} \quad & \mu_{\text{krit}} \cong 0 \% . \end{aligned}$$

In Fig. 10 sind die entsprechenden Bereiche als Dehnungslinien eingezeichnet.

Der hier berechnete Wert für die kritische Armierung wird gerade ungefähr Null. Dieser Grenzwert hat unter den getroffenen Annahmen keine praktische Bedeutung. Physikalisch bedeutet er, dass für die obigen Zahlenwerte die Betondruckkraft nicht grösser sein kann als die Zugkraft $\sigma_f' \cdot F_e'$ in der Druckarmierung, d.h. die Kraft in der Zugarmierung wird für das Gleichgewicht gerade nicht mehr benötigt. μ_{krit} ist jedoch sehr stark von den Annahmen für ϵ_r und $\epsilon_{e \text{ max}}$ abhängig. Ist die Bruchdehnung ϵ_r grösser als 3 %, so steigt μ_{krit} stark an. Zur Veranschaulichung dieser Abhängigkeit wurde daher μ_{krit} mit sonst gleichen Zahlenwerten noch in Abhängigkeit von ϵ_r berechnet und in Fig. 11 aufgetragen.

Da die Druckarmierung in sämtlichen massgebenden Querschnitten der Versuchsbalken aus 2 $\emptyset$ 12 bestand, wurden die plastischen Momente entsprechend den Zugarmierungen wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned} 2 \emptyset 12, \quad 3 \emptyset 12 &: \text{ nach (12) ,} \\ 2 \emptyset 18, \quad 3 \emptyset 18 &: \text{ nach (12) ,} \\ 4 \emptyset 18, \quad 5 \emptyset 18 &: \text{ nach (6) mit (9) .} \end{aligned}$$

Dabei sind $\epsilon_r = 3,0 \text{ ‰}$ sowie die Festigkeitswerte entsprechend den tatsächlichen Materialeigenschaften wie folgt eingesetzt worden:

$$\begin{aligned} \sigma_f &= \sigma_s = 42 \text{ kg/mm}^2 \text{ für } \emptyset 12, \\ \sigma_f &= \sigma_s = 47 \text{ kg/mm}^2 \text{ für } \emptyset 18, \\ \beta &= 372 \text{ kg/cm}^2, \\ E_e &= E_e' = 2,07 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Diese plastischen Momente sind, getrennt für Feld- und Stützenquerschnitte (M_{pF} , M_{pS}) in den Spalten 24 und 25 der Tabelle 5 aufgeführt.

b) Traglasten

Der einfachen Plastizitätstheorie liegt das idealisierte Momenten-Krümmungs-Diagramm nach Fig. 12 zugrunde. Der Einfachheit halber soll vorerst einmal angenommen werden, dass sich im Bereich von $M = 0$ bis $M = M_p$ die wirksame Steifigkeit EI_w nicht ändere. Somit verhält sich bei zunehmender statischer Belastung ein Tragwerk so lange elastisch, bis in irgend einem Querschnitt M_p erreicht ist. Es bildet sich dann ein sogenanntes plastisches Gelenk aus. In diesem plastischen Gelenk bleibt das Moment fortan konstant und gleich M_p , während die Krümmung k zunehmen kann bis so viele weitere plastische Gelenke entstanden sind, dass sich im System ein sogenannter Mechanismus ausgebildet hat. Die entsprechende Last wird als Traglast P_p bezeichnet. Sie ist für die betreffende Lastanordnung die Höchstlast, welche das Tragwerk aufnehmen kann.

Es sei hier noch erwähnt, dass zur Berechnung der Traglast allein der Verlauf der Momenten-Krümmungs-Beziehung bis zum Erreichen des plastischen Momentes nicht wesentlich ist. Es wird nur eine genügende Rotationsfähigkeit nach dem Erreichen von M_p vorausgesetzt.

Bei den Versuchsbalken sind zwei verschiedene Mechanismen möglich, die sich nach der Lage des Feldgelenkes unterscheiden und entsprechend bezeichnet werden. Massgebend ist das Verhältnis

$$\lambda = \frac{M_{pF}}{M_{pS}} \quad , \quad (18)$$

welches in Spalte 26 der Tabelle 5 aufgeführt ist. Für $\lambda < 0,50$ befindet sich das Feldgelenk im Schnitt I (Mechanismus I) und die Traglast berechnet sich zu

$$P_{p \text{ I}} = \frac{12}{5} \cdot \frac{M_{pS}}{l} (3\lambda + 1). \quad (19)$$

Für $\lambda > 0,50$ entsteht das Feldgelenk im Schnitt II (Mechanismus II); die Traglast beträgt

$$P_{p \text{ II}} = \frac{12}{7} \cdot \frac{M_{pS}}{l} (3\lambda + 2). \quad (20)$$

Je mehr λ verschieden von 0,50 ist, desto grösser wird die Neigung der Momentenlinie zwischen den Schnitten I und II, und desto ausgeprägter wird die Konzentration der Krümmung in einem dieser beiden Schnitte. Für $\lambda = 0,50$ ist $M_I = M_{II}$, d.h. das Gelenk im Feld erstreckt sich auf den ganzen Bereich zwischen I und II und $P_{p \text{ I}}$ wird gleich $P_{p \text{ II}}$.

Figur 13 zeigt die den beiden Mechanismen entsprechenden Momentenflächen. Aus Spalte 27 der Tabelle 5 sind die Mechanismen der Versuchsbalken ersichtlich. Spalte 28 enthält den Ort der primären Rotation, d.h. diejenige Stelle, wo zuerst M_p erreicht wird und somit das erste plastische Gelenk auftritt. Diese Stelle befindet sich, wie aus der elastischen Momentenverteilung (Fig. 7) hervorgeht, in I oder in III, je nachdem λ

grösser oder kleiner als $\lambda_{el} = 0,456$ ist. Die diesem Zustand des Fliessbeginns entsprechende Belastung P_f und die dazu gehörigen Momente und nominellen Schubspannungen sind in den Spalten 29 bis 35, die Traglast P_p mit den analogen Werten in den Spalten 36 bis 42 eingetragen.

c) Momenten-Umlagerung

Ein anschauliches Mass für die mit der Bildung von mehreren plastischen Gelenken verbundene Momentenumlagerung ist der sogenannte Umlagerungsfaktor

$$\alpha = \frac{P_p}{P_f} . \quad (21)$$

Unter den hier gemachten Voraussetzungen hängt α einzig und allein von λ ab. Für die verschiedenen Bereiche von λ ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\lambda \leq \lambda_{el} = 0,456 : \quad \alpha = \frac{26}{135} \cdot \left(\frac{3\lambda + 1}{\lambda} \right) , \quad (22a)$$

$$\lambda_{el} \leq \lambda \leq 0,50 : \quad \alpha = \frac{19}{45} \cdot (3\lambda + 1) , \quad (22b)$$

$$\lambda \geq 0,50 : \quad \alpha = \frac{19}{63} \cdot (3\lambda + 2) . \quad (22c)$$

Die Gleichungen (22) sind in Fig. 14 aufgezeichnet und die Werte der Versuchsbalken entsprechend Spalte 43 der Tabelle 5 darin eingetragen worden.

d) Theoretische Rotationswinkel

Betrachtet man bei den Versuchsbalken den Zustand unmittelbar vor der Ausbildung des zweiten plastischen Gelenkes, so hat am Ort dieses Gelenkes das Moment wohl den Wert M_p erreicht, doch ist die Gelenkrotation noch Null. Die im ersten Gelenk zum Erreichen der Traglast P_p stattgefundene Rotation θ lässt sich nach den üblichen Methoden der Elastizitätstheorie berechnen.

Die Formänderungsgleichung lautet:

$$\alpha_0 + M_p \alpha_1 + \theta = 0 . \quad (23)$$

α_0 und α_1 sind die Drehwinkel infolge der äusseren Lasten P_p resp. des Doppelmomentes $M = 1$ an der Stelle des ersten plastischen Gelenkes (Fig. 16).

Für die verschiedenen Bereiche von λ ergeben sich mit $EI_w = \text{konst.}$ die theoretischen Rotationswinkel wie folgt:

$$\lambda \leq \lambda_{el} = 0,456 : \quad \theta_I = - \frac{M_{pS} \cdot l}{E I_w} \left(\frac{114\lambda - 52}{45} \right) , \quad (24a)$$

$$\lambda_{el} \leq \lambda = 0,50 : \quad \theta_{III} = \frac{M_{pS} \cdot l}{E I_w} \left(\frac{114\lambda - 52}{135} \right) , \quad (24b)$$

$$\lambda \geq 0,50 : \quad \theta_{III} = \frac{M_{pS} \cdot l}{E I_w} \left(\frac{114\lambda - 50}{189} \right) . \quad (24c)$$

Diese Gleichungen sind in Fig. 15 dargestellt und die Punkte für die Versuchsbalken gemäss Spalte 44 der Tabelle 5 darin eingetragen worden.

Bei Symmetrie in System und Belastung kann sich theoretisch sowohl der symmetrische als auch der unsymmetrische Mechanismus ausbilden. Praktisch sind jedoch in Armierung, Geometrie, Belastung usw. immer kleine, unvermeidbare Unterschiede vorhanden. Daher werden sich stets unsymmetrische Mechanismen einstellen. Bei der vorliegenden theoretischen Berechnung der Winkel θ ist dies allerdings nur wichtig für den Fall, dass das erste plastische Gelenk im Feld auftritt, also für $\lambda < \lambda_{el}$. Ein über der Stütze entstehendes erstes Gelenk liegt ja in der Symmetrieaxe, weshalb zu erwarten ist, dass die Verformungen bis zur Ausbildung des zweiten Gelenkes ohnehin ungefähr symmetrisch bleiben. Der Formel (24a) liegt somit der unsymmetrische Mechanismus I, der Formel (24b) der symmetrische Mechanismus I und der Formel (24c) der symmetrische Mechanismus II zugrunde.

e) Momenten-Schub-Verhältnis

Für die Beurteilung der Schubbeanspruchung ist noch das sogenannte Momenten-Schub-Verhältnis

$$g = M/Qh \quad (25)$$

von Bedeutung. Der Bereich der höchsten Schubbeanspruchung liegt zwischen den Schnitten II und III. Die Werte g_{II} und g_{III} für die Traglast P_p hängen wiederum von λ allein ab und betragen:

$$\text{Mechanismus I : } g_{II} = \frac{l}{3h} \cdot \frac{(7\lambda - 1)}{(4 + 7\lambda)}, \quad (26a)$$

$(\lambda \leq 0,5)$

$$g_{III} = \frac{l}{3h} \cdot \frac{5}{(4 + 7\lambda)}. \quad (26b)$$

$$\text{Mechanismus II: } g_{II} = \frac{l}{3h} \cdot \frac{\lambda}{(1 + \lambda)}, \quad (26c)$$

$(\lambda \geq 0,5)$

$$g_{III} = \frac{l}{3h} \cdot \frac{1}{(1 + \lambda)}. \quad (26d)$$

Die Gleichungen (26) sind in Fig. 17 für $h = 35,1$ cm graphisch dargestellt und die theoretischen Werte der Versuchsbalken entsprechend den Kolonnen 45 und 46 der Tabelle 5 darin eingetragen worden. Ferner sind noch die Werte g_{el} , d.h. das Momenten-Schub-Verhältnis bei elastischer Momentenverteilung, eingezeichnet, sodass die Veränderung des Momenten-Schubverhältnisses durch die Momentenumlagerung zum Ausdruck kommt.

2.34 Rechnerische Werte mit Soll-Größen

Für die Ermittlung der rechnerischen Werte in 2.31, 2.32 und 2.33 sind stets die tatsächlich festgestellten Materialfestigkeiten und Stahlquerschnitte eingesetzt worden. Vorgängig der Versuche wurden sämtliche theoretischen Werte mit den Soll-Größen der Materialien

$$\sigma_f = \sigma_f' = 40 \text{ kg/mm}^2, \quad E_e = E_e' = 2,10 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2, \\ \beta_w = 300 \text{ kg/cm}^2, \quad \beta = 0,8 \cdot \beta_w = 240 \text{ kg/cm}^2, \quad \varepsilon_r = 3,0 \text{ ‰}$$

und den Soll-Durchmessern resp. -Querschnitten der Armierungsstäbe berechnet. Soweit diese stets mit * bezeichneten Werte von allgemeinem Interesse sind, wurden sie in Tabelle 6 (Querkräfte in Tabelle 7) wiedergegeben. Dabei bedeutet P_{35}^* diejenige Last, welche an der Stelle des ersten plastischen Gelenkes die Stahlspannung 35 kg/mm^2 erzeugt. Sie wurde nach der üblichen Stahlbetontheorie ($n = 10$) berechnet und stellt die nominelle Fliesslast nach den SIA-Normen Nr. 162 [8] dar. Da P^* zur SIA, P_{35}^* und $P^*/1,8$ vorgängig der Versuche zur Festlegung von Belastungsstufen dienten, werden sie auch bei den Auswertungen im Kapitel 4 teilweise wieder benötigt.

2.35 Schubarmierung

Die Schubarmierung wurde nach dem in [7] veröffentlichten Vorschlag bemessen. Dieser war auf Grund der theoretischen Untersuchung [10] resp. [11] entstanden, welche den Bruchzustand für massgebend erachtet und auf der Fachwerkanalogie aufbaut. Dabei wird der Gurtabstand resp. die Netzweite des fiktiven 45° -Fachwerkes vereinfachend als h angenommen.

Als Mass für die Schubbeanspruchung eines Querschnittes wird die nominelle Schubspannung

$$\tau = \frac{Q}{b_0 h}$$

verwendet. Führt man für Q die Querkraft unter rechnerischer Traglast, $Q(P_p)$, ein, so ergibt sich der Maximalwert $\tau(P_p)$.

Keine Schubarmierung ist vorgeschrieben (konstruktive Armierung jedoch empfohlen), wenn $\tau(P_p)$ die folgenden Werte τ_1 nicht überschreitet:

$\beta_w \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	200	300	400	500
$\tau_1 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	8	10	12	12

Besteht die Schubarmierung nur aus Bügeln, so ist diese so zu bemessen, dass die Summe der nominellen Schubwiderstände der Betondruckzone Q_C ,

$$Q_C = 0,35 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \beta_w \cdot b_o \cdot h, \text{ jedoch} \quad (28)$$

$$Q_C \leq \tau_1 \cdot b_o \cdot h, \quad (29)$$

und der Bügel Q_B ,

$$Q_B = F_{eB} \cdot \sigma_{fB} \cdot \frac{h}{t}, \quad (30)$$

mindestens der Querkraft Q entspricht:

$$Q_C + Q_B \geq Q(P_p) \quad (31)$$

Der minimale Schubarmierungsgehalt muss so gewählt sein, dass die Bedingung

$$Q_B = 0,5 \cdot \tau_1 \cdot b_o \cdot h \quad (32)$$

erfüllt ist, wobei

$$t \leq h/2 \quad (33)$$

sein muss.

Die zur Verhinderung eines Schub-Druckbruches angesetzte obere Grenze für die Schubbeanspruchung beträgt für den Fall der reinen Bügelarmierung

$$\tau(P_p) \leq \tau_2 = 4 \cdot \tau_1 \quad (34)$$

In den Spalten 1 bis 3 der Tabelle 7 sind die in den Versuchsbalken im Bereiche der höchsten Schubbeanspruchung, d.h. zwischen den Schnitten II und III, vorhandenen Bügelarmierungen aufgeführt. Diese sind mit $\sigma_{fB} = 40 \text{ kg/mm}^2$ bemessen worden für die Querkräfte $Q^*(P_p^*)$, welche sich aus der Traglastberechnung mit Soll-Grössen (vergl. 2.34) ergeben hatten. Die Werte $Q^*(P_p^*)$, Q_C^* , Q_B^* erf sowie Q_B^* vorh und die analogen Werte, berechnet mit den effektiven Materialfestigkeiten und Stahlquerschnitten, sind in den Spalten 4 bis 7, resp. 11 bis 14 angegeben.

Für den Feld- und Stützenquerschnitt lassen sich verschiedene Werte Q_G berechnen. Da jedoch die Schubarmierung im Bereich II-III nicht variiert werden sollte, war der kleinere der beiden Werte massgebend für die Berechnung von Q_B erf. In den Spalten 5 und 12 ist angegeben, ob es sich um Q_G des Feld- oder Stützenquerschnittes handelt (F, S). Auch Q_B vorh sowie die weiter unten definierten η und $\mu_{B \text{ FW}}$ unterscheiden sich in Feld- und Stützenquerschnitt meist ein wenig, sofern $h_F \neq h_S$. In Tabelle 7 sind nur die Werte für den Stützenquerschnitt aufgeführt.

Die obere Grenze für $Q_G = 0,35 \cdot \sqrt{\mu} \cdot \beta_w \cdot b_o \cdot h$, nämlich $\tau_1 \cdot b_o \cdot h$, wird wie folgt massgebend:

$$\begin{aligned} \beta_w &= 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Soll-Wert): } Q_G = 10 \text{ kg/cm}^2 \cdot b_o \cdot h \text{ für } \mu = 0,91 \% \\ \beta_w &= 438 \text{ kg/cm}^2 \text{ (eff. Wert): } Q_G = 12 \text{ kg/cm}^2 \cdot b_o \cdot h \text{ für } \mu = 0,61 \% \end{aligned}$$

Als minimale durchgehende Bügelarmierung wurden Bügel $\emptyset 8$ im Abstände $t = h/2 \cong 17,5 \text{ cm}$ gewählt. Diese genügte bei allen Versuchsbalken im ebenfalls auf Schub beanspruchten Bereich 0-I, bei den Balken A2 und A3 sogar im Bereiche II-III.

Für das Mass der in den Versuchsbalken vorhandenen Schubarmierung ist noch von Interesse das Verhältnis

$$\eta = \frac{Q_{B \text{ vorh}}}{Q(P_p)} \quad (35)$$

Es ist auch gleich dem Quotienten der Schubarmierungsgehalte der vorhandenen Armierung

$$\mu_{B \text{ vorh}} = F_{eB} \cdot \frac{h}{t} \cdot \frac{1}{b_o \cdot h} = \frac{F_{eB}}{b_o \cdot t} \quad (36)$$

und der nach der Fachwerkanalogie erforderlichen Armierung

$$\mu_{B \text{ FW}} = \frac{Q(P_p)}{\sigma_{fB}} \cdot \frac{1}{b_o \cdot h} \quad (37)$$

also

$$\eta = \frac{\mu_{B \text{ vorh}}}{\mu_{B \text{ FW}}} = \frac{Q_{B \text{ vorh}}}{Q(P_p)} \quad (35a)$$

Die Werte μ_B vorh', μ_B FW und η sind wiederum für den schubbeanspruchten Teil II-III in den Spalten 8 bis 10, resp. 15 bis 17 der Tabelle 7 aufgeführt.

3. DURCHFUEHRUNG DER VERSUCHE

3.1 Versuchseinrichtung und Montage

Die Versuchseinrichtung, welche auf dem modernen Aufspannboden in der Prüfhalle der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in Dübendorf (ZH) aufgebaut wurde, geht aus Abb. 1 hervor.

In statischer Hinsicht ist ein Zweifeldbalken einfach statisch unbestimmt. Es wurde jedoch eine solche Versuchsanordnung gewählt, dass die Schnittkraftverteilung aus reinen Gleichgewichtsbeziehungen ermittelt werden konnte. Dies war möglich durch die direkte Messung der beiden äusseren Auflagerkräfte, was gleichzeitig noch eine Gleichgewichtskontrolle ermöglichte (einfach statisch überbestimmt).

Am Prüfraumen waren zwei 50 t-Pressen aufgehängt, die gemeinsam von einem Pendelmanometer aus gesteuert wurden. Die Pressen weisen sowohl oben wie auch unten Kugelgelenke auf, sodass die durch die erheblichen Verformungen der Versuchsbalken bedingten Horizontalverschiebungen des unteren Pressenendes weitgehend ohne Zwängungen möglich waren.

Die Last-Verteilbalken bestanden aus je 2 zusammengeschraubten und in den Lastpunkten ausgesteiften [NP 24.

Am oberen Ende der Stahlwellen, die zur Aufhängung der äusseren Auflager dienten, waren senkrecht zur Balkenaxe Linienkipplager angeordnet, die auf dem Rahmenriegel auflagen. Dadurch war die Längsverschieblichkeit der äusseren Balkenaullager einwandfrei gewährleistet. Das feste Auflager befand sich in Balkenmitte (= Symmetrieaxe) auf einem armierten Betonsockel.

Die 3 Balkenaullager sowie die lastnahen Auflager der Verteilbalken wurden als frei drehbare Linienkipplager, die lastfernen

Auflager der Verteilbalken als Rollenlager ausgebildet. Die Grösse sämtlicher Last- und Auflagerplatten betrug 14 x 20 cm. Die Mörtelschicht zwischen diesen und den Balken war ungefähr 10 mm dick.

Bei der Montage der statisch unbestimmten Versuchsbalken wurde die Dicke der schwach plastischen Mörtelschichten auf den 3 Auflagern ~~derart~~ verändert, dass die gleichzeitig gemessenen äusseren Auflagerkräfte mit denjenigen Werten übereinstimmten, welche für das Eigengewicht nach der Elastizitätstheorie berechnet worden waren.

3.2 Versuchsablauf

Die Belastung wurde nach folgendem Programm vorgenommen. Solange bei einer Laststeigerung die mit den beiden Uhren unter den äusseren Lastpunkten gemessene Durchbiegunszunahme pro Lasteinheit nicht wesentlich grösser als beim vorangegangenen Belastungsintervall war, wurde die Last stets bis zu einem bestimmten, vorher festgelegten Wert erhöht (Belastung nach Lastzunahme). In diesem noch "quasi-elastischen" Bereich wurden alle Versuchsbalken nach dem in Fig. 18 wiedergegebenen generellen Belastungsschema geprüft, wobei für einige Balken zwischen P_{zul}^* SIA und $P_p^*/1,8$ resp. P_f^* und P_p^* noch eine weitere Laststufe (ohne Entlastung) eingeschaltet wurde.

Wie aus Fig. 18 ersichtlich ist, wurde stets von einer Grundlast von 0,5 t ausgegangen, die auch bei den Entlastungen beibehalten wurde. Letztere (nach Fig. 18 Laststufen Nr. 4, 6, 8, 10) dienten dazu, bleibende Deformationen respektive die Zunahme derselben nach mehrmaliger Belastung festzustellen. Dies war insbesondere wichtig für die Laststufe, bei welcher $P^* = P_p^*/1,8$ betrug, d.h. der statisch unbestimmte Versuchsbalken noch dieselbe rechnerische Bruchsicherheit aufwies wie ein analoger einfacher Balken unter Gebrauchslast. Sobald sich je-

doch deutliches Fliessen bemerkbar gemacht hatte, wurde die Last jeweils nur noch soweit gesteigert, bis die Durchbiegung auf der "weicheren" Seite des Balkens um einen bestimmten Betrag zugenommen hatte (Belastung nach Deformationszunahme). Dieser Betrag wurde je nach dem Verhalten des betreffenden Balkens zu 2 bis 6 mm festgesetzt .

Würde man bei solchen Versuchen, welche den Bereich grosser plastischer Verformungen der Baustoffe umfassen, bei einer bestimmten Laststufe für die Dauer der Messungen die Belastung konstant halten, so ergäbe sich während dieser Zeit eine ständige Veränderung der zu messenden Deformationen. Deshalb wurde hier nach folgendem Schema verfahren (vergl. Fig. 19):

Phase	Dauer Min.	Last	Durchbiegung	Messungen
I	5	konstant (P_A)	zunehmend	1. Messung der Auflagerkräfte
II	20 + 40	abnehmend	konstant	Deformations- Messungen
III	3	konstant (P_E)	evt. noch leicht zu- nehmend	2. Messung der Auflagerkräfte

In der Phase II wurde das Pendelmanometer so gesteuert, dass die Durchbiegung an einem Kontrollpunkt (4 oder 20, vergl. Fig. 20) ständig konstant blieb.

Es zeigte sich, dass dieses Verfahren auch schon für relativ geringe Belastungen zweckmässig war. Denn ein Stahlbetonbalken hat, sobald die Anrisslast überschritten ist, auch im Kurzzeitversuch bereits die Tendenz, unter gleichbleibender Last seine Durchbiegung zu vergrössern.

Bei der Auswertung der Versuche wurde, wo nichts anderes angegeben, den Deformationsmessungen stets die Endlast P_E mit der dazu gehörigen Auflagerkraft (2. Messung) zugeordnet.

Der Messtrupp bestand aus 4 Mann. Die Ablesungen in einer Stufe nahmen, je nachdem ob eine vollständige Rissmessung durchgeführt wurde oder nicht, 20 bis 45 Minuten in Anspruch. Der gesamte Versuch an einem Balken dauerte in der Regel 2 Tage. Während den Pausen und über Nacht wurden die Balken auf die Grundlast 0,5 t, beziehungsweise nur soweit entlastet, dass wegen den unter Umständen schon eingetretenen grossen Verformungen kein Abheben von einem Auflager stattfinden konnte.

3.3 Messungen

Es wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Pressenkräfte
- Auflagekräfte der äusseren Auflager
- Durchbiegung unter den äusseren Lastpunkten (Punkte 4 u. 20)
- Biegelinie
- Krümmungen im Biegebereich
- Deformetermessungen beim mittleren Auflager
- Betonstauchungen neben dem mittleren Auflager (Gages)
- Bügeldehnungen
- Rissebilder und Rissweiten
- Schlupf der Längsarmierung an den Balkenenden.

Der genaue Ort und die Durchführung der Messungen sind zusammen mit den Versuchsergebnissen in Abschnitt 4 beschrieben (vergl. Fig. 20).

3.4 Pressen- und Auflagerkräfte

Die Pressenkraft P als Belastung pro Balkenfeld wurde an einem Präzisions-Pendelmanometer abgelesen, welches vorgängig der Versuche zusammen mit den verwendeten beiden Pressen mittels einer 100 t-Prüfmaschine geeicht worden war.

Die beiden Stahlwellen, welche zur Aufhängung der äusseren Auflagerjoche dienten, waren durch Aufkleben von elektrischen Dehnungsmessstreifen als Zugdynamometer ausgebildet worden. Deren Eichkurven resp. Eichkonstanten wurden ebenfalls in der erwähnten Prüfmaschine ermittelt.

Obwohl die Ablesung der mittleren Dehnung bei konstant gehaltener Belastung (siehe 3.22) für beide Auflager jeweils unmittelbar hintereinander erfolgte, ergaben sich insbesondere bei den Balken A1, A2 und A3 Differenzen zwischen den beiden Auflagerkräften, die im allgemeinen bis 3 %, ausnahmsweise jedoch bis 8 % betrugen. Bei vollkommener Symmetrie von Auflagerung und Belastung sowie bei genau gleichen Pressenkräften müssten jedoch auch bei unterschiedlicher Steifigkeit der beiden Balkenfelder die Momentenverteilung ebenfalls symmetrisch und damit die beiden Auflagerkräfte genau gleich sein. Es ist zu vermuten, dass trotz der genauen kreuzweisen Anordnungen der Dehnungsmessstreifen auf dem Umfang der Stahlwellen exzentrische Belastungen (Biegung) auf das Messresultat einen Einfluss hatten. In der Folge wurde bei der Auswertung stets das Mittel aus den beiden gemessenen Auflagerkräften benützt.

4. VERSUCHSRESULTATE

4.1 Trag- und Bruchverhalten

4.11 Bruchlasten

Tabelle 8 gibt Auskunft über die erreichten Bruchlasten P_u . Vorerst sind die höchsten Lasten eingetragen, welche am Anfang (P_{uA}) resp. am Ende (P_{uE}) einer Laststufe (vergl. 3.2) gemessen wurden. Zum besseren Vergleich sind die nach der einfachen Plastizitätstheorie gerechneten Traglasten P_p nach Tabelle 5 nochmals aufgeführt. Das Verhältnis der experimentellen Bruchlast zur rechnerischen Traglast ergibt Werte zwischen 1,01 und 1,22 für die Anfangslasten sowie solche zwischen 0,95 und 1,15 für die Endlasten. Diese wurden in Fig. 21 graphisch dargestellt.

Zieht man die hier vorliegenden besonderen Verhältnisse in Betracht (relativ gedrungene Balken, im Vergleich zur Balkenhöhe sehr eng beieinanderliegende plastische Gelenke, teilweise hohe Schubbeanspruchungen mit entsprechenden Verformungen), und vergleicht man diese mit den Voraussetzungen, welche die Plastizitätstheorie für die Traglastberechnung macht, so ergibt sich eine erstaunlich gute Uebereinstimmung zwischen den gerechneten Traglasten und den gemessenen Bruchlasten.

4.12 Bruchsicherheiten nach SIA

Der Quotient zwischen den gemessenen Bruchlasten und den zulässigen Lasten gemäss SIA-Normen Nr. 162 (1956), welcher als Bruchsicherheit angesehen werden kann, ist ebenfalls in Tabelle 8 aufgeführt sowie in Fig. 22 graphisch dargestellt worden.

Die stark unterschiedliche Bruchsicherheit rührt hauptsächlich vom verschieden grossen Umlagerungsfaktor α (vergl. Fig. 14) her. Ausserdem ist zu berücksichtigen, dass bei den Balken A4

und A5 für P_{zul} SIA die Betonspannung σ_b $_{zul}$ massgebend wird, womit (für $\mu > 1,2 + 1,4 \%$, je nach Druckarmierung) die Stahlspannung σ_e $_{zul}$ nicht ausgenützt werden kann. Dies wirkt sich in einer zusätzlichen Unterschätzung der Tragfähigkeit aus. Sie könnte durch die Einführung einer Querschnittsbemessung auf Bruch (n - freie Bemessung) teilweise reduziert werden.

4.13 Brucharten und Tragverhalten

Abb. 2 zeigt die Riss- und Bruchbilder der geprüften Balken. Am Schluss der Tabelle 8 sind die Brucharten mit den unmittelbaren Bruchursachen angegeben.

Generell konnten 2 Brucharten beobachtet werden:

1. Biegebruch im Feld durch Zerreißen der Zugarmierung (Balken A1, A2, A3);
2. Biegeschubbruch neben dem mittleren Auflager ausgehend von den Bügeln (Balken A4, A5).

Nachfolgend wird das allgemeine Trag- und Bruchverhalten der einzelnen Versuchsbalken beschrieben. In Tabelle 9 sind für sämtliche Laststufen die Anfangslasten P_A , die Endlasten P_E sowie die zugehörigen Momente M_E aufgeführt. Einen Ueberblick über das Tragverhalten und den Vergleich mit den rechnerischen Werten vermitteln auch die Durchbiegungskurven (Fig. 32 bis 35).

Balken A1

Beim Balken A1 stellte sich erwartungsgemäss der unsymmetrische Mechanismustyp I ein, indem sich das zuerst auftretende Fließgelenk im Feld (Schnitt I) nur auf der einen Seite ausbildete. Damit verhielt sich dieser Balken bereits nach dem Ueberschreiten der Fließlast nicht mehr symmetrisch, was auch aus den Durchbiegungskurven Fig. 32 hervorgeht. In der Folge konzentrierten sich die plastischen Deformationen hauptsächlich auf einen

Riss, der unter dem innern Rand der Lastplatte bei Punkt 20 entstanden war (vergl. Fig. 54). Tatsächlich ist ja das Moment wegen der lastverteilenden Wirkung der Lastplatte gerade dort am grössten (und nicht etwa genau in der Wirkungslinie der Kraft).

Beim mittleren Auflager zeigt das Rissebild (Fig. 54) deutlich, dass sich der Momenten-Nullpunkt mit zunehmender Last vom Auflager weg bewegte und schliesslich sehr nahe beim Schnitt II lag (vergl. Fig. 23). Entsprechend der sehr grossen notwendigen Momentenumlagerung (Fig. 14) verbreiterte sich die Zugzone stark und es bildeten sich zusätzlich zu den Rissen, welche bei der Belastung P_f vorhanden waren, neue, wegen der ansehnlichen Schubbeanspruchung ziemlich schräg liegende Risse.

Wie erwartet waren zum Erreichen der Traglast im Feldgelenk ganz erhebliche Deformationen notwendig (Fig. 15). Diese wurden im Haupttriss schliesslich so gross, dass die Armierungseisen 2 $\emptyset$ 12 sich einschnürten noch bevor über dem mittleren Auflager der maximal mögliche Querschnittswiderstand erreicht war (vergl. Fig. 44). Daraufhin sank die Last ab und der Bruch der Armierungseisen folgte unmittelbar, ohne dass weder neben dem mittleren Auflager noch im Feld, wo sich der Haupttriss horizontal entlang der Druckarmierung ($\mu' = \mu$) unter die Lastplatte fortgepflanzt hatte, Anzeichen einer beginnenden Betonzerstörung festgestellt worden waren (vergl. Fig. 48).

Balken A2

Der Balken A2 verhielt sich ähnlich wie der Balken A1. Sobald die Last grösser als P_f wurde, ging die bis anhin gute Symmetrie der Deformationen verloren und das plastische Gelenk im Feld bildete sich praktisch auf dieselbe Art und an derselben Stelle wie beim Balken A1. Da bei gleicher Feldarmierung die Zugarmierung über dem mittleren Auflager jedoch nur aus 3 anstatt 5 $\emptyset$ 18 bestand, kam diese nach wesentlich geringerer

Rotation des Feldgelenkes bereits ins Fliessen. Bis zur Erschöpfung der Deformationsfähigkeit im Feld ergab sich dann über dem Zwischenauflager fast die doppelte Rotation wie bei A1 (Fig. 44). Dies wirkte sich auch auf das Lastverhältnis P_u/P_p aus, welches ca. 8 % grösser als dasjenige von A1 ist.

Das Rissebild (Fig. 55) über dem Zwischenauflager zeigt deutlich die gegenüber A1 entsprechend der geringeren Wanderung des Momenten-Nullpunktes kleinere Ausdehnung der Zugzone.

Der Bruch erfolgte ebenfalls durch Einschnüren und Zerreißen der Zugarmierung im Feldgelenk, kurz nachdem neben der Lastplatte über dem Hauptriss die ersten Anzeichen einer beginnenden Betonrandstauchung festgestellt worden waren. Der Rand der Biegedruckzone neben dem mittleren Auflager hingegen war voll intakt geblieben.

Balken A3

Wie erwartet, bildete sich beim Balken A3 das erste plastische Gelenk über der Stütze aus (Mechanismus II).

Im Feld ergab die theoretische Berechnung (Tabelle 5) eine Differenz von M_I gegenüber M_{II} von + 4 % für die Momentenverteilung nach Elastizitätstheorie ($I = \text{konst.}$) und von fast -5 % nach eingetretener Momentenumlagerung. Die im Versuch festgestellten Differenzen blieben noch geringer (maximal $\pm 3,5$ %), sodass die Armierung im ganzen Biegebereich zwischen den Lasten ziemlich gleichmässig ins Fliessen kam (vergl. Fig. 42). Nachdem eine relativ kleine plastische Rotation über der Stütze eine gewisse Momentenumlagerung herbeigeführt hatte, deformierte sich der Balken bei geringer Lastzunahme sowohl über dem Zwischenauflager wie in den Feldern noch ganz beträchtlich, wobei allerdings die Symmetrie allmählich verloren ging.

Die grössten plastischen Deformationen in den Feldern entstanden vor allem auf der einen Seite etwa in der Mitte zwischen den Lasten, wo sich bei einer Durchbiegung von nahezu 50 mm schliesslich auch der Bruch abzeichnete. Dieser trat durch Zerreißen der Zugarmierung 3 Ø 12 ein, nachdem im betreffenden Querschnitt die beginnende Zerstörung des über der Druckarmierung liegenden Betons beobachtet worden war. Beim Zwischenauflager, wo eine ausserordentlich grosse Rotation stattfand, wurde nach Erreichen der Maximallast direkt neben der Stahlplatte ein Abblättern von maximal 3 cm langen, ca. 2 cm breiten und bis 4 mm dicken Mörtellamellen festgestellt.

Im ersten Moment überrascht es, dass bei den Balken A1 und A2, insbesondere aber beim Balken A3, ein Abfall der Last und schliesslich der Bruch durch Zerreißen der Zugarmierung erfolgte. Nach üblicher Betrachtungsweise, unter Annahme einer Bruchstauchung des Betons $\epsilon_r = 3 \text{ ‰}$, hätte der Bruch durch Zerstörung der Biegedruckzone erfolgen sollen, denn es handelte sich mit $\mu = 0,34 \text{ ‰}$ und $\mu = 0,51 \text{ ‰}$ nicht um ausgesprochen unterarmierte Balken. Verschiedene Autoren (z.B. [12]) haben jedoch festgestellt, dass die Bruchstauchung am Rande der Biegedruckzone in plastischen Gelenken erheblich grösser sein kann als diejenige beim zentrisch gedruckten Probekörper, welche meist bei der Bruchberechnung herangezogen wird. Die Biegedruckzone wird auch verstärkt durch das Vorhandensein von Druckarmierung und die umschnürende Wirkung von Bügeln [13] . In den drei betrachteten Querschnitten bestand die Druckarmierung aus 2 Ø 12, d.h. für A1 und A2 war $\mu' = \mu$, für A3 $\mu' = 0,67 \mu$. Weiter war im Hauptriss stets ein Bügel vorhanden.

Im Abschnitt 2.33 ist bereits auf die starke Abhängigkeit des für Stahlbruch kritischen Armierungsgehaltes μ_{krit} von der möglichen Betonrandstauchung (Fig. 11) hingewiesen worden. Dabei war nach üblicher Stahlbetontheorie das Ebenbleiben der Querschnitte vorausgesetzt worden. Berechnet man unter dieser

Voraussetzung aus den Krümmungsmessungen (siehe 4.5) mittlere Dehnungen (Messstrecke 25 cm), so ergeben sich Werte, wie sie z.B. für den Bruchbereich 18/19 des Balkens A3 für die letzten paar Laststufen in Tabelle 10 aufgeführt sind. Bei der Laststufe vor dem Bruch sind dies $\epsilon_e = 46,2 \text{ ‰}$ und $\epsilon_b = 4,22 \text{ ‰}$. Die tatsächlichen maximalen Dehnungen im Querschnitt des Hauptrisses dürften sowohl im Beton wie auch im Stahl (Verbund-einfluss) noch wesentlich höher gewesen sein. Aus Fig. 11, der eine Stahlbruchdehnung (Gleichmassdehnung) $\epsilon_e = 70 \text{ ‰}$ zugrunde liegt, kann für den Balken A3 ($\mu = 0,51 \text{ ‰}$) eine "notwendige" Betonrandstauchung $\epsilon_r = 5,5 \text{ ‰}$ herausgelesen werden. Es ergibt sich somit eine recht gute Relation zwischen den gemessenen mittleren Werten und den gerechneten Werten, womit der Stahlbruch hinreichend erklärt ist.

Balken A4

Von den 5 Balken der Versuchsserie war der Balken A4 am stärksten armiert und erlitt damit auch die höchste Schubbeanspruchung (Fig. 2, Tabelle 5).

Die ersten Anzeichen einer Betonstauchung wurden neben der Auflagerplatte des Zwischenauflagers auf der Seite des späteren Bruches festgestellt bei Laststufe 18, d.h. als die Fließlast bereits um 22 % überschritten war und schon eine erhebliche Rotation stattgefunden hatte. Wie beim Balken A3 lösten sich längs dem Rand der Platte in einem ca. 3 cm breiten Streifen einzelne kleine Lamellen ab. Bei der folgenden Laststeigerung auf Laststufe 19 drang der dortige Schrägriss vollständig bis zur Auflagerplatte vor. Das Abblättern von wenigen Millimeter dicken Mörtelteilen verstärkte sich, und die Verschiebung der freien Balkenunterseite gegenüber derjenigen über der Auflagerplatte betrug bereits ca. 2 mm. In der unteren Hälfte der Balkenseitenflächen schräg über dem Auflager war die hohe Beanspruchung auf schiefen Druck deutlich sichtbar, indem dort die

Betonschichten, welche die Bügel überdeckten, sich stellenweise abzulösen begannen.

Bei Laststufe 23 verstärkten sich die Anzeichen des kommenden Bruches noch mehr. Der Balken hatte sich im Feld 12/24 auch ein wenig verdreht, die vertikale Verschiebung neben der Auflagerplatte war auf der Seite der Rissmessung deutlich stärker als auf der andern Seite geworden.

Der Bruch erfolgte bei einer Last $P_A = 48,0 \text{ t}$ schliesslich trotzdem ziemlich schlagartig, als die Verankerung von 2 am meisten beanspruchten Bügeln direkt neben dem mittleren Auflager versagte. Dabei wurde das Ende des Bügelstabes, welches an der oberen Balkenkante $10 \text{ cm} \approx 10 d$ rechtwinklig um die Längsarmierung herumgebogen war, etwa 2 cm hochgestellt. Diese Art der Bügelverankerung erwies sich demnach in der stark zer-rissenen Zugzone als ungenügend.

An der Bruchstelle wurde der Beton vor allem in der untern Balkenhälfte total zertrümmert, d.h. in viele kleine Stücke zerlegt. Es ist zu vermuten, dass diese Zerstörung teilweise schon vor dem Erreichen der Bruchlast vollzogen war, d.h. dass der Zusammenhalt der Kernzone nur noch durch die umschnürende Wirkung der hochbeanspruchten Bügel gewährleistet wurde.

Balken A5

Der Balken A5 wies über dem Zwischenauflager dieselbe Armierung $3 \text{ } \emptyset 18$ auf wie in den Feldern. Die über der Zwischenstütze zum Erreichen der Traglast nötige primäre Rotation, verbunden mit der entsprechenden Momentenumlagerung, trat erwartungsgemäss ein. Als bei Laststufe 20 neben der Auflagerplatte die ersten Anzeichen einer beginnenden Betonstauchung festgestellt wurden, hatte sogar in den Feldgelenken schon eine erhebliche plastische Rotation stattgefunden. Die theoretische Traglast

war bereits wesentlich überschritten worden.

Bei Laststufe 22 wurden erstmals die Durchbiegungen in den beiden Feldern verschieden gemessen, d.h. auf der Seite des späteren Bruches waren sie grösser.

Beidseits der Stahlplatte des Zwischenauflagers lösten sich wiederum einzelne 1 bis 2 mm dicke und 1 bis 2 cm breite Mörtellamellen ab, die jedoch wegen der dortigen starken Stauchungsänderung (Fig. 50) nur ca. 1 cm lang waren. Bei Laststufe 25 entstanden noch weitere solche Lamellen, die nun, insbesondere auf der Seite des späteren Bruches, über die ganze Balkenbreite gleichmässig verteilt vorhanden waren.

Trotz dieser Schwächung versah die auch durch Schub hochbeanspruchte Biegedruckzone ihren Dienst solange, bis die Schubdeformationen sich stark vergrösserten. Bei Laststufe 25 waren bereits einzelne Bügel bis zur Streckgrenze beansprucht. Bei der anschliessenden Laststeigerung wurde dann die vollständige Zerstörung der Biegedruckzone eingeleitet durch die Einschnürung und den Bruch von 2 Bügeln im Hauptschrägriss an den Stellen, wo zur Messung der Bügelbeanspruchung kleine Setzlöcher gebohrt worden waren.

Am Ort der plastischen Feldgelenke war bei der Laststufe vor dem Bruch (Nr. 25) neben den Lastplatten (7/8, 16/17) die beginnende Betonrandstauchung festgestellt worden. Auf der Seite des Bruches, wo die Deformationen grösser waren, zeigte sich oberhalb der Druckarmierung auch ein horizontaler Riss.

4.2 Momentenverteilung und Momentenumlagerung

4.21 Momentenverteilung

In Fig. 23 und 24 sind pro Balken für 3 verschiedene Laststufen die gemessenen Momentenverteilungen den gerechneten gegen-

über gestellt worden. Die stark ausgezogenen Momentenlinien wurden für die theoretischen Lasten $P_{zul\ SIA}$, P_f und P_p aus den Messresultaten im allgemeinen durch Interpolation ermittelt. Einzig bei den Balken A1 und A4, wo P_{uE} den Wert P_p nicht ganz erreichte, wurde, um trotzdem einen Vergleich zu ermöglichen, extrapoliert, indem die Momentenverteilung bei P_{uE} herangezogen wurde.

Die gemessene Momentenverteilung für $P_{zul\ SIA}$ stimmt nicht überall mit der für $I = \text{konst.}$ gerechneten überein. Bei der Last P_f zeigten sich teilweise noch deutlichere Unterschiede, wobei besonders der Balken A1 auffällt. Die Ursache dafür wird vor allem in der bedeutend grösseren Steifigkeit im Rissezustand über der Stütze als im Feld (vergl. 4.22) liegen.

Für die theoretische Traglast P_p zeigt sich bei sämtlichen Balken dagegen wieder eine recht gute Uebereinstimmung mit der Theorie. Dies bestätigt die These der Plastizitätstheorie, wonach die Traglast nur von den plastischen Momenten M_p in den Gelenkquerschnitten, nicht aber von der Steifigkeitsverteilung abhängt (Gleichgewichtsbedingungen ausreichend, sobald Mechanismus bekannt).

4.22 Momentenumlagerung

Einen Ueberblick über die gemessene Zunahme der auf M_p bezogenen Momente in den theoretischen Schnitten der plastischen Gelenke mit der Last P , bzw. P/P_p , vermitteln die Darstellungen in Fig. 25 bis 27.

Die gestrichelten Linien zeigen den M/M_p -Verlauf, wie er sich theoretisch für $I = \text{konst.}$ ergibt. Diese Linien weisen eine umso unterschiedlichere Neigung auf, je grösser der Umlagerungsfaktor α ist. Wäre ein Balken jedoch nach der elastischen Momentenverteilung armiert worden, so würden die beiden Linien mit der 45° -Geraden zusammenfallen.

Die Diagramme zeigen, dass im "elastischen" Bereich die gemessenen Momente keineswegs überall gleich den mit $I = \text{konst.}$ gerechneten sind. Während bei den Balken A4 und A5 eine gute Uebereinstimmung vorhanden ist, zeigt sich besonders bei A1 die grösste Differenz. Dort wirkte sich offenbar bereits weit unterhalb der Fließlast P_f die stark unterschiedliche Steifigkeit der Balkenteile im Rissezustand auf die Momentenverteilung aus. Allgemein sind die gemessenen Stützenmomente gegenüber den mit $I = \text{konst.}$ gerechneten meist umso grösser, je kleiner der Armierungsgehalt im Feld gegenüber demjenigen im Stützenquerschnitt war. Dazu muss aber auch noch die unterschiedliche Lage des Momenten-Nullpunktes, resp. die Länge der beanspruchten steiferen Zone über der Stütze, in Betracht gezogen werden.

Für den Balken A1 wurde zum Vergleich noch die Momentenverteilung berechnet, wie sie sich unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Biegesteifigkeiten im Feld und über der Stütze nach der üblichen Stahlbetontheorie ergibt. Das Trägheitsmoment im Rissezustand beträgt:

$$I_n = n \cdot \mu \cdot b \cdot h^3 \cdot (1 - \xi) \cdot (1 - \xi/3) \quad . \quad (38)$$

Darin ist ξ eine Funktion von $n, \mu, \mu'/\mu$ und h'/h :

$$\xi = \sqrt{n^2 \mu^2 (1 + \frac{\mu'}{\mu})^2 + 2n\mu (1 + \frac{\mu'}{\mu} \cdot \frac{h'}{h})} - n\mu (1 + \frac{\mu'}{\mu}) \quad . \quad (39)$$

Beim Balken A1 beträgt mit $n = 2,07 \cdot 10^6 / 4,16 \cdot 10^5 \approx 5$ das Verhältnis

$$I_{nS} / I_{nF} = 3,3 \quad .$$

Da der Momentennullpunkt vorerst geschätzt werden muss, lässt sich die Momentenverteilung nur iterativ berechnen. Es ergeben sich schliesslich die in Fig. 25 strichpunktiert eingetragenen Linien. Man erkennt, dass die gemessenen Kurven auf weiten Strecken zwischen den beiden theoretischen Geraden liegen.

Bereits unterhalb der Risslast ($P_{\text{Riss}}/P_p = 0,27$) ist eine deutliche Abweichung von der Linie für $I = \text{konst.}$ festzustellen. Oberhalb der Risslast nähern sich die beiden Kurven immer mehr dem strichpunktierten Verlauf.

Im plastischen Bereich zeigen die Kurven der Balken A1, A2 und A3 bei den letzten Laststufen die Abnahme der Tragfähigkeit im Felde an. Dieser Effekt ist beim Balken A4 nicht vorhanden, der Bruch erfolgte plötzlich, d.h. ohne vorherigen Lastabfall (Verankerungsbruch der Bügel). Beim Balken A5 hingegen ist bei der letzten Laststufe mit der Abnahme von M_{III} die beginnende Zerstörung des Balkens bei der mittleren Stütze ersichtlich, welche durch das Fließen von mindestens einem Bügel an der angebohrten Stelle eingeleitet wurde.

4.3 Schubbeanspruchung

4.31 Schubspannungen

In Fig. 28 ist für die Balken A1 bis A5 der Verlauf der nominalen Schubspannungen $\tau_{\text{II-III}}$ neben dem Zwischenauflager mit zunehmender Last P_E dargestellt. Die erreichten Maximalwerte sind in Tabelle 11 denjenigen für die theoretische Traglast P_p nach Tabelle 5, Spalte 42, gegenübergestellt. Während beim Balken A1 die Schubbeanspruchung etwas geringer als erwartet ausfiel, überstieg sie bei den Balken A3 und A5 die gerechneten Werte um 16, resp. 11 %.

4.32 Momenten-Schub-Verhältnis

Die Veränderung von $g_{\text{III}} = M_{\text{III}}/Q_{\text{II-III}} \cdot h_s$ mit zunehmender Last, resp. P_E/P_p , ist in Fig. 29 aufgetragen. Die unter der Maximallast festgestellten Werte sind ebenfalls in Tabelle 11 enthalten. Sie können mit den entsprechenden rechnerischen Werten aus Tabelle 5, Spalte 45, verglichen werden, die hier nochmals aufgeführt sind (vergl. auch Fig. 16).

4.33 Beanspruchung der Bügel

Beidseitig des Zwischenauflagers wurden an je 3 Bügeln die Dehnungen mittels Deformetermessungen an 10 cm langen Messstrecken festgestellt. Dadurch sollte stichprobenweise überprüft werden, inwieweit die Beanspruchung der Schubarmierung mit den Ansätzen (28) bis (31) übereinstimmt, bzw. ob dieselben auch für Stahlbetonquerschnitte, welche sich im Zustand plastischer Deformation befinden, anwendbar sind.

An einigen Balken wurden die Bügel direkt mit Setztlöchern versehen, welche durch Aussparungen zugänglich gemacht waren. Dies bewirkt bei kleinen Stabdurchmessern allerdings eine gewisse Schwächung des Querschnittes, welche beim Balken A5 wahrscheinlich zu einem etwas vorzeitigen Bruch führte. (vergl. 4.13). Ausserdem waren die Messstreuungen teilweise beträchtlich, da das genaue Bohren der Setztlöcher am Rippenstahl schwierig ist. Schliesslich wurde ein Verfahren entwickelt, das sich in der Folge sehr gut bewährte: In den ausgesparten Messfenstern wurden auf die blankgereinigten Stäbe "vorfabrizierte" Messbolzen mit einem Spezialleim aufgeklebt.

In Fig. 30 sind die Spannungen der 3 Bügel im Bereich 10 / 12 (Fig. 20) des am stärksten auf Schub beanspruchten Balkens A4 dargestellt. Diese wurden aus den gemessenen Dehnungen anhand des $\sigma - \epsilon$ - Diagrammes für die Bügel $\emptyset 10$ (Fig. 4) ermittelt. Die Streuungen rühren zu einem guten Teil davon her, dass beim Rechteckquerschnitt und insbesondere bei der hier vorhandenen relativ geringen Stegslankheit ($h/b \sim 2$) die Beanspruchung der Bügel stärker von den Zufälligkeiten der Rissebildung und des Betonverhaltens abhängig ist und deshalb im allgemeinen unterschiedlicher ausfällt als bei einem I- oder T-Profil mit schlankem Steg. Trotzdem ergibt sich für die 3 Bügel ein ziemlich ähnliches Bild, wobei die Beanspruchung gegen das Auflager zu etwas abnimmt. Nach Beginn der plastischen Rotation scheint sich jedoch ein gewisses Aufholen der im Hauptschrägriss lie-

genden Bügel Nr. 2 und 3 anzubahnen.

In Fig. 30 wurden ferner die theoretischen Bügelspannungen nach der Fachwerkanalogie entsprechend dem Ansatz (37)

$$\sigma_B \text{ FW} = \frac{Q}{b_o h} \cdot \frac{1}{\mu_B \text{ vorh}} = \frac{\tau}{\mu_B \text{ vorh}} \quad (40)$$

für die effektive Querkraft Q eingetragen. Wird (31) als Gleichung aufgefasst und anstelle der Querkraft unter rechnerischer Traglast, $Q(P_p)$, die effektive Querkraft Q bei beliebiger Belastung $P < P_p$ eingesetzt sowie die Definition von Q_B nach (30) auf Werte $\sigma_B \neq \sigma_{fB}$ erweitert, also

$$Q_B = Q - Q_C, \quad (41)$$

so ergibt sich zudem die gestrichelte Gerade nach

$$\sigma_B = \frac{Q - Q_C}{b_o h} \cdot \frac{1}{\mu_B \text{ vorh}}. \quad (42)$$

Wie erwartet, bleibt die Beanspruchung der betreffenden Bügel bedeutend hinter derjenigen nach Fachwerkanalogie zurück. Auch die Stahlspannung gemäss Gleichung (42) wird nur bei sehr niedriger Schubspannung erreicht.

Dieselben Versuchsergebnisse können mit den Definitionen in Abschnitt 2.35 und den obigen Erweiterungen als Querkräfte dargestellt werden. Im betrachteten Bereich war die "effektive" Querkraft in den Bügeln

$$Q_B \text{ eff} = \sigma_B \cdot F_{eB} \cdot \frac{h}{t} = \sigma_B \cdot \mu_B \text{ vorh} \cdot b_o h. \quad (43)$$

Ferner erhält man die von der Biegedruckzone "effektiv" aufgenommene Querkraft

$$Q_C \text{ eff} = Q - Q_B \text{ eff}. \quad (44)$$

In Fig. 31 ist der Verlauf der Kräfte $Q_{B \text{ eff}}$ und $Q_{C \text{ eff}}$ mit steigender Schubbeanspruchung Q eingetragen. $Q_{B \text{ eff}}$ wurde mit dem Mittelwert der in Fig. 30 dargestellten Spannungen σ_B berechnet.

Man erkennt, dass $Q_{C \text{ eff}}$ mit Ausnahme des Bereiches geringer Schubbeanspruchung durchwegs grösser als der Wert $Q_C = 7,3 \text{ t}$ nach Gleichung (29) ist (Tabelle 7, Spalte 12). Daher war es auch möglich, die Querkraft bis auf über 34 t zu erhöhen. Die nach (31) rechnerisch bestimmte maximale Querkraft beträgt dagegen nur

$$Q(P_p) = Q_{B \text{ vorh}} + Q_C = 21,1 \text{ t} + 7,3 \text{ t} = 28,4 \text{ t} .$$

Die Bügelmessungen lassen den Schluss zu, dass beim Bruch (eingeleitet durch Verankerungsbruch der zu Nr. 2 und 3 symmetrisch liegenden Bügel auf der andern Seite des Zwischenaufлагers) $Q_{B \text{ eff}}$ gerade etwa gleich $Q_{B \text{ vorh}} = 21,1 \text{ t}$ war. Somit betrug bei $Q(P_{uA}) \cong 34,7 \text{ t}$ die Querkraft in der Druckzone über 13 t. Da die Schrägrisse jedoch bereits bei Laststufe 18, d.h. bei $Q = 30 \text{ t}$ bis zur Auflagerplatte vorgedrungen waren, hat ebenfalls die Dübelwirkung der Druckarmierung an der Uebertragung der Querkraft teilgenommen.

Dass bei besserer Bügelverankerung die maximale Querkraft wesentlich höher ausgefallen wäre, ist nicht anzunehmen. Die Bügel hatten bereits etwa bei $Q = 30 \text{ t}$ die Proportionalitätsgrenze erreicht. Grössere Stegdeformationen durch plastische Verformungen der Bügel führen i.a. jedoch rasch zur Zerstörung des Betons in der Biegedruckzone und im angrenzenden Stegbereich. Im Versuch wurden bereits entsprechende Anzeichen festgestellt.

4.4 Durchbiegungen und Biegelinien

4.41 Durchbiegungen

In den Fig. 32 bis 35 sind für alle Balken die in den Punkten 4 und 20 durch Tastuhren mit einer Ablesegenauigkeit von $1/100$ mm gemessenen Durchbiegungen mit der Last P_E bei sämtlichen Laststufen dargestellt. Um die Figuren nicht zu überlasten, wurden, solange die Verformungen symmetrisch blieben, d.h. sich nicht mehr als um ungefähr $2/10$ mm unterschieden, nur die Durchbiegungen im später "weicheren" Balkenfelde eingezeichnet. Neben den Lasten P , welche mit den effektiven Materialfestigkeiten und Stahlquerschnitten berechnet wurden, sind auch die mit * bezeichneten, aus Soll-Grössen berechneten Werte nach 2.34 eingetragen worden, welche zur Festlegung der Belastungsstufen dienten.

Bei den Balken A1 und A2 fallen die Lasten, bei welchen ein ausgeprägt unsymmetrisches Verhalten begann, sehr gut mit P_f zusammen. Bald darnach war die Entstehung des unsymmetrischen Mechanismustyps I zu erkennen. Als die Höchstlast P_u erreicht war, nahm die Durchbiegung in demjenigen Feld, wo kein eigentliches Gelenk entstanden und damit der Biege Widerstand noch voll vorhanden war, wieder ab.

Bei den Balken A3, A4 und A5 setzte das unsymmetrische Verhalten entsprechend dem Mechanismustyp II erst bei einer Last ein, die deutlich über der Fliesslast P_f lag. Zudem war die Unsymmetrie erheblich weniger ausgeprägt als bei den Balken A1 und A2, und es fand bis zum Bruch kein Rückgang der Durchbiegung im einen Felde statt. Der Balken A5, bei dem über der Stütze die grösste primäre Rotation nötig war, blieb sogar fast bis zum Bruch symmetrisch.

Zu den Laststufen 20, 21 und 22 beim Balken A4 ist zu bemerken, dass diese durch eine Störung am Pendelmanometer bedingt waren.

Deshalb wurden im vorliegenden Diagramm die Laststufen 19 und 23 direkt verbunden.

Schliesslich sind, um noch einen besseren Vergleich untereinander zu ermöglichen, die durch die Bezugsdurchbiegung

$$\delta_p = \frac{P_p}{P_f} \delta_f = \alpha \cdot \delta_f \quad (45)$$

dividierten Durchbiegungen δ auf der "weicheren" Seite (Punkt 4 oder 20) sämtlicher Balken in einer einzigen Figur (Fig. 36) dargestellt. δ_f bedeutet die bei der theoretischen Last P_f gemessene Durchbiegung. Im Gegensatz zu den vorangehenden Darstellungen ist hier die auf die theoretische Traglast P_p bezogene Anfangslast P_A verwendet worden, unter Weglassung sämtlicher Entlastungs-Laststufen.

Fig. 36 wiedergibt deutlich die verschiedenen Merkmale und das Verhalten der Balken. Beim Balken A1 entspricht die starke Zunahme der Durchbiegung oberhalb von $P_A/P_p = 0,6$ dem grossen Umlagerungsfaktor α , d.h. dem frühen Fliessbeginn im Feldgelenk. Dieselbe Tendenz zeigt der Balken A2 in vermindertem Masse, entsprechend dem kleineren α . Beim Balken A3, dessen Aufteilung der Zugarmierung auf Feld und Stützenquerschnitt am nächsten einer solchen nach elastischer Momentenverteilung war, ergaben sich entsprechend grosse plastische Deformationen. Der Balken A4 mit primärer Rotation über der Zwischenstütze ging wegen der hohen Schubbeanspruchung nach relativ kleinen plastischen Verformungen zu Bruch. Dagegen wies der Balken A5 mit geringerer Schubbeanspruchung und kleinerem Armierungsgehalt im ersten plastischen Gelenk wieder eine grössere Verformbarkeit auf.

4.42 Biegelinien

In den Fig. 37 und 38 sind die Biegelinien der 5 Versuchsbalken für die Last P_f und die letzte Laststufe vor dem Bruch dargestellt.

In den Balkenaxen waren im Abstand von 25 cm in den Punkten 0 bis 24 gemäss Fig. 20 Massstäbe angebracht worden. Die Feststellung der Durchbiegungen erfolgte mit einem automatisch horizontierenden Nivellierinstrument mit einer Ablesegenauigkeit von 1/10 mm. Es war ca. 8 m vom Versuchsbalken entfernt aufgestellt worden. Dabei wurden in fast allen Laststufen die 25 Balkenpunkte wie auch 2 am Prüfrahmen montierte Kontrollmarken anvisiert.

Die ersichtlichen geringen Auflagersenkungen sind teilweise auf die Zusammendrückung der ungefähr 1,5 cm dicken Mörtelschicht sowie bei den äusseren Auflagern auch auf die Verformungen der gesamten Auflagerkonstruktion zurückzuführen. Ausserdem verdrehten sich unter Lasten nahe der Bruchlast die Enden einzelner Balken teilweise deutlich sichtbar um die Balkenaxe. Diese Verdrehung hatte eine entsprechende Verschiebung der an der Balkenseite befestigten Massstäbe zur Folge. Dieser Effekt erklärt das vermeintliche Anheben der Auflagerpunkte von A1 (Punkt 0) und A4 (Punkt 24).

Bei sämtlichen Balken verläuft die Biegelinie unter der Last P_f noch ziemlich stetig. Bei der Laststufe vor dem Bruch hingegen ergaben sich ausgeprägte Knicke an den Stellen des ersten plastischen Gelenkes, d.h. bei A1 und A2 etwa im Punkt 20, bei A3, A4 und A5 über dem Zwischenauflager. An den Stellen des zweiten Gelenkes hingegen sind die Unstetigkeiten wenig ausgeprägt.

4.5 Mittlere Krümmungen und Rotationswinkel

4.51 Grundsätzliches

Wird bei einem auf Zug beanspruchten Stahlbetonteil die Zugfestigkeit des Betons überschritten, so entstehen Risse, deren Abstand, Richtung und Länge von verschiedenen Einflüssen abhängen und im allgemeinen schwierig vorauszusehen sind. Bei weiterer Beanspruchung finden die Formänderungen zum grössten Teil in den

Rissequerschnitten statt. Die Dehnungen in den Bereichen zwischen den Rissen bleiben dagegen relativ klein. Die Verformungen eines ganzen Tragwerkes sind also hauptsächlich eine Folge dieser diskreten Formänderungen in den einzelnen Rissequerschnitten.

Trotzdem kann u.U. zur rechnerischen und versuchstechnischen Behandlung das Modell eines Körpers mit kontinuierlichem Formänderungsverhalten herangezogen werden. Wird ein Stahlbetonbalken vorwiegend auf Biegung beansprucht, so verlaufen die Risse vertikal, resp. senkrecht zur Balkenaxe. Die diskreten Verformungen in den Rissequerschnitten innerhalb eines bestimmten, willkürlich gewählten Abschnitts längs der Balkenaxe ergeben nach Fig. 39 mit den üblichen Näherungen der einfachen Biegelehre eine gegenseitige Verdrehung der Endquerschnitte von

$$\theta = \frac{1}{c} (\Delta e_o + \Delta e_u) \quad . \quad (46)$$

Bezieht man diesen Winkel auf die Längeneinheit des Abschnittes e ($e_o \cong e_u \cong e$), so lässt sich die bei Baustoffen mit kontinuierlichem Formänderungsverhalten gebräuchliche Definition der (mittleren) Krümmung einführen:

$$k = \frac{\theta}{e} = \frac{1}{c \cdot e} (\Delta e_o + \Delta e_u) \quad . \quad (47)$$

Ist in einem Stahlbetonbalken die Schubbeanspruchung wesentlich, so entstehen die bekannten Schrägrisse, die gegenüber der Balkenaxe eine Neigung von 45° oder weniger aufweisen können. Da hier die (vertikalen) Querschnitte offensichtlich nicht mehr eben bleiben, ist die Berechnung einer mittleren Krümmung auf Grund der Randdehnungen nur noch eine nominelle Definition, welche dem tatsächlichen Verformungsmechanismus nicht gerecht wird. Immerhin kann zu Vergleichszwecken eine Messung und Auswertung gemäss Fig. 39 bzw. Gleichung (47) zweckmässig sein.

4.52 Messungen

Bei den Versuchsbalken waren im vorwiegend auf Biegung beanspruchten Balkenbereich oben und unten Drähte mit Messuhren angebracht, um die Formänderungen Δe_o und Δe_u messen zu können (vergl. Abb. 3). Ueber dem mittleren Auflager hingegen, wo die Schubbeanspruchung einen grösseren Einfluss auf die Rissebildung erwarten liess, wurden die Verformungen parallel zur Balkenaxe in verschiedenen Höhenlagen durch Deformeter detailliert gemessen (Abb. 4). Die Anordnung der Messstellen und die Bezeichnungen gehen aus Fig. 20 hervor.

Die Balkenabschnitte e mit den Uhren betrugen im allgemeinen 25 cm, beim Anschluss an den Deformeter-Messbereich 35 cm. Die paarweise Befestigung der Messuhren sowie der Klemmen für die Drähte erfolgte an einbetonierten Stäben $d = 6$ mm. Die Drähte und Uhren wurden derart fixiert, dass die Drähte in der Balkenmitte (Grundriss) im Abstände von 4 bzw. 42 cm von der Balkenunterkante verliefen (Genauigkeit je ± 1 mm). Um die Drähte und Klemmen auch an den Lasteintragungsstellen ungestört anordnen zu können, wurden speziell konstruierte dreiteilige Lastplatten mit Oeffnungen verwendet.

Die Messstrecken für die Deformeter betrugen im Zugbereich 20 cm (Ablesegenauigkeit 1/100 mm) und in der Druckzone, wo die Dehnungsverteilung beim Auflager speziell interessierte, 10 cm (Ablesegenauigkeit 1/10'000 inch = 0,00254 mm).

4.53 Krümmungsverteilung

In Fig. 40 bis 43 ist für sämtliche Balken die Krümmungsverteilung bei der theoretischen Fliesslast P_f und bei der letzten Laststufe vor dem Bruch aufgetragen worden. Dabei wurden die "Krümmungen" über dem mittleren Auflager aus der obersten und untersten Messreihe der Deformetermessungen analog Gleichung

(47) ermittelt. Z.B. im 20 cm breiten Abschnitt unmittelbar neben dem Auflager ergibt sich diese wie folgt:

$$k = \frac{1}{20 \cdot 34,5} \left[\Delta_3 + (\Delta_{25} + \Delta_{26}) \right] .$$

Auf die Problematik dieser Art der Auswertung und Darstellung, insbesondere für den Bereich über der mittleren Stütze (Biegung und Schub), ist bereits hingewiesen worden. Ausserdem hat man beim Vergleich der Krümmungen aneinander grenzender Messabschnitte stets an das diskontinuierliche Formänderungsverhalten des Stahlbetons zu denken: Ob ein Riss zufälligerweise auf der einen oder andern Seite einer Messmarke vorbeigeht, hat auf das Messresultat natürlich einen u.U. wesentlichen Einfluss. Immerhin ergibt sich trotz diesen Einschränkungen ein recht anschauliches Bild über das Verhalten der Versuchsbalken.

a) Krümmungen bei der Fliesslast

In den Figuren 40 bis 43 wurden die unter der Last P_f gemessenen Krümmungen als gestrichelte Linien angegeben.

Zum Vergleich wurden die Fliesskrümmungen nach der üblichen Stahlbetontheorie mit $n = 2,07 \cdot 10^6 / 4,16 \cdot 10^5 \cong 5$ als strichpunktisierte Linien eingetragen. Diese ergeben sich aus

$$k_{fn} = \varepsilon_f / (1 - \xi) \cdot h \quad . \quad (48)$$

Darin ist ξ nach Gleichung (39) einzusetzen, ε_f ist die Fliessdehnung im idealisierten σ - ε -Diagramm der Zugarmierung.

Der Vergleich von k_{fn} mit den Krümmungen bei der Last P_f ist vor allem interessant an den Stellen, wo tatsächlich zuerst Fließen, d.h. das erste plastische Gelenk auftrat. Die dortigen Abweichungen der gemessenen zu den theoretischen Krümmungen schwanken zwischen + 3 % und + 38%. In Anbetracht der sehr vereinfachenden Annahmen ist die Uebereinstimmung noch recht befriedigend. Der angestellte Vergleich ist allerdings nur bedingt

richtig, da die bei P_f vorhandenen Momente nicht genau der theoretischen Momentenverteilung entsprachen (vergl. 4.2).

b) Krümmungen bei der letzten Laststufe vor dem Bruch

Ein erster Vergleich der Diagramme zeigt, dass sich bei den Balken A1 und A2 die Verformungen im Feld stark auf ein einziges Messintervall konzentrierten, während dies bei den Balken A3, A4 und A5 bedeutend weniger der Fall war. Dies hängt u.a. damit zusammen, dass sich bei A1 und A2 der unsymmetrische Mechanismustyp I ausbildete, während bei den übrigen Balken entsprechend dem Mechanismustyp II das erste Gelenk über der Stütze auftrat und dadurch die Verformungen noch längere Zeit symmetrisch verliefen. Mit Ausnahme des Balkens A3, bei welchem das Moment zwischen den Lasten praktisch konstant war, traten die grössten Krümmungen im Feld jeweils dort auf, wo sich nach der Plastizitätstheorie das plastische Gelenk ergibt.

4.54 Rotationswinkel

In Fig. 44 bis 47 sind die Rotationswinkel nach Gleichung (46) über dem mittleren Auflager sowie in den Feldern an den Stellen der grössten plastischen Verformungen in Abhängigkeit vom Moment M bzw. vom Momentenverhältnis M/M_p aufgetragen worden.

Ueber dem mittleren Auflager wurden, entsprechend den beobachteten Rissebildern, die Verformungen über einen total 80 cm breiten Bereich einbezogen. In den Feldern hingegen beschränkte man sich jeweils auf diejenige 25 cm lange Messstrecke innerhalb welcher die grösste Rotation stattfand (vergl. Fig. 40 bis 43).

Zu beachten ist, dass der Endpunkt der Kurven keineswegs überall die maximale Rotationsfähigkeit darstellt. Dies ist eigentlich bloss bei den Diagrammen der Feldgelenke der Balken A1, A2 und A3 wirklich der Fall, wo die Zugarmierung zu Bruch ging. Ueber

dem mittleren Auflager von A4 und A5 hätten sich sehr wahrscheinlich noch etwas grössere Winkel θ ergeben, wenn die Bügel besser verankert, bzw. nicht angebohrt gewesen wären.

Die beiden Diagramme für die Rotationen im Feld der Balken A1 und A2 (Fig. 45) sollten gleich sein, da in diesen Balken dieselbe Feldarmierung (2 $\emptyset$ 12) eingelegt war. Der Unterschied in der Abszissenrichtung erklärt sich daraus, dass innerhalb der Messstrecke bei A1 nur in einem Riss plastische Deformationen stattfanden, wo hingegen bei A2 auch ein zweiter Riss sich bis zu 2,1 mm öffnete. Dass die maximalen Momente in den beiden Balken verschieden sind, ist auf zufällige Abweichungen zurückzuführen. So weisen z.B. die Eigenschaften der Armierungsstähle stets gewisse Streuungen auf. Als Beispiel wurden in Tabelle 12 die Ergebnisse von Zugversuchen mit verschiedenen Stäben $\emptyset$ 12 der Serie A aufgeführt.

In den Diagrammen ist noch die theoretische "elastische" Rotation eingezeichnet worden, wie sie sich nach der Stahlbetontheorie mit $n = 5$ ergibt. Das obere Ende kennzeichnet das Fliessmoment

$$M_{fn} = \sigma_f \cdot F_e \cdot h \cdot (1 - \xi/3), \quad (49)$$

worin ξ wiederum nach (39) einzusetzen ist. Die Abweichung des Fliessmomentes M_{fn} vom plastischen Moment M_p nach 2.33 rührt einzig vom unterschiedlichen inneren Hebelarm her. Sie ist ziemlich gering und beträgt hier + 2,3 % in den schwächer armierten Querschnitten und geht bis zu - 2,9 % bei starker Armierung.

Den "elastischen" Winkel θ_n innerhalb der Messlänge s erhält man mit k_{fn} nach (48) allgemein aus

$$\theta_n = \int_0^s k_{fn} \frac{M(x)}{M_{fn}} dx, \quad (50)$$

wenn x die Koordinate in Richtung der Balkenaxe ist. Die Integra-

tion dieser Gleichung ergibt über der Stütze

$$\theta_{nS} = k_{fn} \frac{M_S}{M_{fn}} s \left(1 - \frac{s}{4f}\right) , \quad (51)$$

worin f der Abstand des Momentennullpunktes vom Zwischenauflager gemäss der Momentenverteilung nach Elastizitätstheorie bedeutet.

Im Feld kann die Veränderung des Momentes innerhalb der Messstrecke vernachlässigt werden. Es ergibt sich einfach

$$\theta_{nF} = k_{fn} \frac{M_F}{M_{fn}} \cdot s . \quad (52)$$

Am Anfang, d.h. bei kleinen Momenten, bleiben die gemessenen Rotationen hinter den theoretischen zurück, da die Risse sich erst allmählich entwickeln und die Querschnitte teilweise noch homogen arbeiten. Dementsprechend werden die theoretischen Werte θ_n bei einem umso kleineren M/M_p erreicht, je grösser der Armierungsgehalt ist. Diese Feststellung trifft bei den Stützengelenken mit $s \cong 2,4 h$ sehr gut zu. Bei den Feldgelenken, wo s nur $\sim 0,7 h$ ist, sind die Streuungen naturgemäss grösser, doch ist auch hier diese Tendenz eindeutig erkennbar.

4.6 Verformungen beim mittleren Auflager

4.6.1 Betonstauchungen

Die Betonstauchungen im Bereiche der grössten Beanspruchung bei der Auflagerplatte wurden sowohl mit Deformetern (Basis 10 cm) wie auch mit elektrischen Dehnungsmessstreifen von 6 cm Länge (ca. 3-facher maximaler Korndurchmesser) festgestellt. Die Anordnung zeigt Fig. 20.

Die Messergebnisse sind in Fig. 48 und Fig. 49 in Abhängigkeit vom Stützenmoment dargestellt.

Infolge lokaler Absplitterung des Betons oder auch durch Rissbildung fielen bei höheren Laststufen einige der aufgeklebten Messbolzen wie auch teilweise die Messstreifen aus, sodass nicht immer die Stauchung bis zum Bruch festgestellt werden konnte. Die Zahlen beim letzten Messpunkt bezeichnen diejenige Laststufe, bei welcher die letzte gültige Messung vorgenommen wurde.

Fig. 48 zeigt vor allem, welche hohe örtliche Stauchungen der Beton erleiden kann. Die bei den Balken A3, A4 und A5 gemessenen grössten Werte betragen etwa 8 ‰ und liegen damit weit über den an zentrisch gedrückten, unarmierten Probekörpern festgestellten Bruchdehnungen von ca. 2,8 ‰ (vergl. 2.22), resp. dem der Berechnung des Biegebruchmomentes üblicherweise zugrundegelegten Wert von 3 ‰. Dies ist zweifellos vor allem auf die Umschnürung der Druckzone durch Bügel und Druckarmierung zurückzuführen. Auch spielt der Zeiteinfluss eine Rolle. Dadurch haben grosse Stauchungen der äussersten Faser keine negative Wirkung auf die Funktionstüchtigkeit der Druckzone, umsomehr als diese Beanspruchung infolge der Querkraft (grosser Momentengradient) auf einen relativ kurzen Balkenbereich beschränkt bleibt.

Zum Vergleich sind in Fig. 48 noch die Betonstauchungen eingetragen, wie sie sich für das Stützenmoment nach Stahlbetontheorie mit $n = 5$ und ξ nach (39) ergeben:

$$\epsilon_b = \epsilon_f \frac{M_s}{M_{fn}} \left(\frac{\xi}{1-\xi} \right) \quad . \quad (53)$$

Die eingetragenen Geraden sind mit den Kurven der Messstrecken Nr. 26 und 27 zu vergleichen. Für Werte $M_{III}/M_p > 0,4$ bleibt die theoretische Stauchung deutlich hinter der gemessenen zurück. Dies hängt vor allem mit dem nicht linearen Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung zusammen, was von der Stahlbetontheorie nicht berücksichtigt wird.

Die in Fig. 49 dargestellten elektrisch gemessenen Dehnungen stimmen im allgemeinen mit denjenigen von Fig. 48 recht gut überein.

Der Verlauf der Betonrandstauchungen längs des Balkens bei der Auflagerplatte ist in Fig. 50 wiedergegeben. Dargestellt wurden die Messungen bei der Laststufe vor dem Ausfall eines Messbolzens (A2, A3) resp. Bruch des Balkens (A1, A4, A5). Ebenso wurden die entsprechenden Werte der Dehnungsmessstreifen eingetragen, sofern letztere nicht schon durch grosse Deformationen ausgefallen waren.

Die Betonstauchungen nehmen gegen das Auflager hin nicht, wie es nach der üblichen Biegelehre erwartet werden könnte, entsprechend dem Momentenverlauf zu, sondern es ergibt sich eine starke Steigerung unmittelbar vor dem Rand der Auflagerplatte. Dieser steile Anstieg hängt mit der Rissebildung zusammen. Der äusserste schräge Riss verkleinert gegen das Auflager zu die Druckzone derart, dass dort sehr hohe Stauchungen entstehen, die örtlich bestimmt noch höher als die gemessenen Werte sind. Letztere sind Mittelwerte über eine 10 cm lange Messstrecke und sind noch durch vertikale Pressungen infolge der Auflagerkraft beeinflusst. Schliesslich beginnt das unter 4.13 geschilderte Abblättern von wenigen mm dicken Betonlamellen.

In Fig. 51 ist noch die Zunahme der Betonstauchungen mit fortschreitender Rotation für die Balken A3, A4 und A5 dargestellt. Die maximalen Betonstauchungen (Messstrecken 26 und 27) der Balken A3 und A5, die beide eine Zugarmierung von 3 $\emptyset$ 18 aufwiesen, verlaufen etwa gleich. Bei den vom Auflager entfernten Messstellen macht sich jedoch bereits der unterschiedliche Momentengradient deutlich bemerkbar.

4.62 Verformungen der Zugzone

Fig. 52 zeigt die Dehnungen der Zugzone, wie sie etwa auf der Höhe der Zugarmierung am Beton gemessen wurden (Deformeter-Messstrecken 20 cm Nr. 1 bis 6, vergl. Fig. 20). Man erkennt, dass über einen erstaunlich weiten Bereich die idealisierte Fliessdehnung der Zugarmierung ($\sim 2\text{‰}$, Fig. 4 und Fig. 8) überschritten wurde. Dieser Bereich umfasst beidseitig der Auflagerplatte bis auf etwa die Strecke $h/2$ den gesamten Zugbereich entsprechend den Momentenflächen der Fig. 23 und 24. Damit kann ein wesentliches Ergebnis dieser Versuche festgehalten werden:

In schubbeanspruchten Zonen mit teilweise stark geneigten Biegeschubrissen verteilt sich die plastische Rotation über einen bedeutend längeren Bereich als nach der einfachen Biegetheorie (Ebenbleiben der Querschnitte) zu erwarten wäre. Bei plastischen Gelenken mit geringer Schubbeanspruchung kann sich hingegen die Rotation auf einige wenige oder sogar nur auf einen einzigen Biegeriss konzentrieren (Abb. 3 und 4).

Diese Erscheinung soll in einer späteren Veröffentlichung eingehend behandelt werden.

4.63 Dehnungsverlauf über den Querschnitt

Als Beispiele für den Dehnungsverlauf über den Querschnitt sind in Fig. 53 Messungen beim mittleren Auflager der Balken A1 und A3 dargestellt. Die Anordnung der Messstrecken sowie die rechnerischen Nulllinien nach Stahlbetontheorie ($n = 5$) und Plastizitätstheorie sind ebenfalls eingetragen.

Beim Balken A1 zeigt sich direkt über der Stütze eine Dehnungsverteilung, die auch schon bei niedrigen Laststufen von der Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte stark abweicht. Die Betonstauchungen sind erheblich grösser als sie sich aus den Deformationen am Zugrand mit einer ebenen Dehnungsvertei-

lung und der rechnerischen Nulllinie nach Stahlbetontheorie ergeben würden. Dabei ist zu beachten, dass hier bloss die Mittelwerte über eine Messstrecke von 20 cm und nicht etwa die maximalen Stauchungen dargestellt sind.

Dass bei gleichzeitiger Wirkung von Moment und Querkraft die Querschnitte nicht mehr eben bleiben, geht eindeutig schon aus den Rissebildern hervor. In die Darstellungen des Dehnungsverlaufes über die Querschnitte neben der Mittelstütze des Balkens A3 wurden deshalb noch die dortigen schrägen Biegeschubrisse eingetragen. Sie erleichtern, eine Erklärung für den theoretisch nicht erwarteten Verlauf der Dehnungslinien zu finden.

4.7 Risseverhalten

4.71 Risslasten

Zur Ermittlung der Risslast wurde von der Laststufe Nr. 1 (2,5 t) ausgehend die Last in kleinen Schritten, von 0,5 auf 0,2 t abnehmend, solange erhöht, bis ein erster Riss von blossem Auge erkennbar war. Dieser entstand bei den Balken A2 bis A5 erwartungsgemäss über der Stütze, bei A1 jedoch im Feld. Die Risslasten (Laststufe Nr. 2) betrugen 4,0 bis 6,0 t. Die entsprechenden an der Rissstelle am homogenen Betonquerschnitt gerechneten Biegezugspannungen σ_{bz} betragen 31 bis 73 kg/cm² (Tabelle 13). Obwohl die Last bei weiteren Anrissen nicht mehr speziell festgestellt wurde, konnten auch bei den Balken A2 bis A5 im Feld erheblich kleinere Rissmomente, resp. Werte σ_{bz} als über der Stütze beobachtet werden. Diese Unterschiede sowie die übrigen Streuungen rühren von der Lagerung vor dem Versuch, den unterschiedlichen Momentengradienten, den wirkenden Schwindspannungen sowie von Unterschieden in der Armierung (Durchmesser, Anzahl und Verteilung der Stäbe) her.

4.72 Rissebilder

In den Fig. 54 bis 58 sind die Pläne dargestellt, welche von den Rissebildern der Versuchsbalken aufgenommen wurden. Dies geschah auf der dem Nivellierinstrument entgegengesetzten Seite (Fig. 19). Daher läuft in den Risseplänen, im Gegensatz zu den übrigen Darstellungen, die Nummerierung der Punkte (Schnitte) 0 bis 24 von rechts nach links.

Auf den hellgrau angestrichenen Balken wurden bei jeder Laststufe die Risse, soweit sie von bloßem Auge erkennbar waren, mit einem Schwarzstift nachgezeichnet und die Enden mit einem Querstrich und der entsprechenden Laststufen-Nummer versehen. Gleichzeitig erfolgte die Uebertragung auf den Risseplan, der im Massstab 1 : 10 erstellt wurde.

Bei allen Balken zeigten sich im Feld und über der Stütze vorerst vertikale Biegerisse, wobei die ersten Anrissstellen fast durchwegs bei den Bügeln lagen. Dort war der Betonquerschnitt geschwächt, die Ueberdeckung betrug nur ca. 10 mm. Später traten auch Schrägrisse auf. Es zeigten sich dabei folgende 2 Typen von Rissen:

1. Biegeschubrisse vom Rande (Zugzone) ausgehend, die nach einem kurzen, ungefähr bis zur Zugarmierung reichenden vertikalen Biege-Anriss umso gestreckter auf die Krafteinleitungszone hinlaufen, je höher die Schubbeanspruchung ist.
2. Eigentliche Schubrisse, meist ungefähr in der Balkenaxe beginnend, die sich bei steigender Belastung bis zum Zugrand und bis weit in die Biegedruckzone hinein fortpflanzen können.

Zu den einzelnen Rissebildern ist folgendes zu bemerken:

A1: In den Feldern entspricht der Risseabstand fast durchwegs dem Bügelabstand.

Ueber dem mittleren Auflager nahmen die ersten Risse

ebenfalls bei den Bügeln ihren Ausgang, um dann meist als Biegeschubrisse Richtung Auflagerplatte zu wandern. Dazwischen zeigten sich weitere Anrisse bei Belastungen, die etwa gleich P_f oder höher waren. Die äussersten Biegeschubrisse entstanden ebenfalls erst mit beginnender Momentenumlagerung, die eine starke Verbreiterung der Zugzone bewirkte. Die einzigen zwei eigentlichen Schubrisse am Rande der Zugzone zeigten sich bei Laststufe 14, d.h. bei $\tau \approx 26 \text{ kg/cm}^2$.

- A2: Das Rissebild ist in den Feldern demjenigen von A1 sehr ähnlich (gleiche Armierung). Einzig unter der Last in den Punkten 8 und 16 bildeten sich noch weitere Biegerisse aus, da hier das Moment erheblich grösser war.

Ueber dem mittleren Auflager hingegen entstanden gegenüber A1 wegen der geringeren Ausdehnung der Zugzone weniger Risse, die jedoch entsprechend dem kleineren Armierungsgehalt und dem grösseren Rotationswinkel weiter gegen das Auflager hin vordrangen.

- A3: Auch hier entstanden in den Feldern zwischen den "Bügelrissen" weitere Anrisse, die im Biegebereich jedoch wiederum kaum länger als etwa $h/3$ wurden. Wegen des fast konstanten Momentes gingen zwischen den Lastpunkten sämtliche Hauptrisse recht hoch hinauf, wo sie sich verästelten. Die Biegeschubrisse bei den Punkten 8 und 16 entstanden etwa unter der Last P_f und pflanzten sich anschliessend bis unter die Lastplatten hin fort.

Ueber der Stütze, wo sich im Laufe der Momenten-Umlagerung die Breite der Zugzone eher etwas verringerte, entstand ein nahezu symmetrisches Rissebild. Die 4 Risse, welche ihren Anfang wiederum bei den Bügeln hatten, drangen als Folge der sehr grossen Rotation bis 2,2 cm über das Auflager, d.h. bis zur Druckarmierung ($h' = 2,6 \text{ cm}$), vor. Zum

Vergleich beträgt der theoretische Abstand der Neutralaxe von der Druckkante für Biegung aus (9) 3,1 cm.

- A4: Im Feld (Armierung 4 Ø 18) zeigt das Rissebild im Biegebereich zwischen den Lasten bedeutend mehr Risse als bei den Balken A1, A2 (2 Ø 12) und A3 (3 Ø 12). Der mittlere Rissabstand beträgt ca. 8 cm. Ausserdem bildeten sich die Anrisse mit wenigen Ausnahmen fast alle ungefähr gleichzeitig (Laststufen 5 und 6). Die Biegeschubrisse gegen das mittlere und die äusseren Auflager zu entstanden erst später. Im Vergleich zu den Biegerissen entwickelten sie sich dann aber rascher und drangen auch ausserhalb des Lastbereiches, z.B. zwischen den Punkten 20 und 24, weiter in die Druckzone vor.

Ueber der Stütze entspricht der Abstand der Hauptrisse am oberen Balkenrand, welche sich bei Laststufe 6 abzeichneten, dem Bügelabstand von 10 cm. Bei Laststufe 12 entstanden in der oberen Balkenhälfte kurze Schrägrisse, die nicht vom Zugrand ausgingen, sondern sich erst in den folgenden Laststufen dorthin fortsetzten. Sie können jedoch nicht als eigentliche Schubrisse angesehen werden, da sie genau in den Krümmungen der aufgebogenen Armierungsstäbe liegen, d.h. trotz $r = 8 d$ durch die dortige Umlenkkraft erzeugt wurden. Die äussersten Schrägrisse drangen dann vor allem auf der einen Seite (12/16) bis sehr nahe an den Druckrand vor.

Bei der Laststufe vor dem Bruch ($\tau \approx 53 \text{ kg/cm}^2$) entstanden schliesslich in der bisher noch intakten trapezförmigen Zone mehrere eigentliche Schubrisse.

- A5: Im Feld (3 Ø 18) entsprechen die Entwicklungsphasen und das endgültige Bild der Risse denjenigen des Balkens A4 (4 Ø 18). Gemäss dem etwas geringeren Armierungsgehalt, vor allem aber wegen den grösseren Deformationen (z.B.

Fig. 43), reichen jedoch die Biegerisse weiter in die Druckzone hinauf. Infolge der etwas geringeren Schubbeanspruchung verlaufen die Biegeschubrisse in den Bereichen zwischen den äusseren Auflagern und der Last über der Balkenaxe etwas weniger steil.

Ueber der Stütze entstanden, wiederum ähnlich wie beim Balken A4, praktisch sämtliche Anrisse bei den Bügeln, jedoch bloss innerhalb einer am oberen Rande ungefähr 80 cm breiten Zone. Ausserhalb dieser bereits bei Laststufe 6 gebildeten Zone blieb während den folgenden Laststeigerungen der Beton ungerissen.

4.73 Rissbreiten

Da die Rissemessung recht viel Zeit beansprucht, wurde sie nicht an sämtlichen Rissen und bei allen Laststufen vollständig durchgeführt. Es musste jeweils eine gewisse Auswahl getroffen werden.

Die Breiten der Risse wurden senkrecht zum örtlichen Risseverlauf mit einem Mikroskop (Ablesegenauigkeit 1/100 mm) bestimmt. Sie sind in den Fig. 54 bis 58 unterhalb der Rissebilder aufgeführt.

Bei Biege- und Biegeschubrisen wurden die Rissbreiten in Höhe der Zugarmierung, im Feld unten (u), über der Stütze oben (o) und in der Balkenschweraxe, Mitte (m), gemessen. Für einen bestimmten Riss sind die Breiten (auch diejenigen in der Höhe m!) stets in der Spalte direkt unter dem Anriss am Balkenrand (Hinweisstrich) angegeben. Bei einigen Schrägrissen bedeutet das Ende des Hinweisstriches die Stelle, an welcher die Rissbreiten abgelesen wurden.

Von besonderem Interesse sind die in Tabelle 13 aufgeführten maximalen Rissbreiten. Diese wurden, genau wie der erste Anriss,

beim Balken A1 im Feld, bei allen andern Balken jedoch über der Stütze festgestellt. Für die Laststufen P_{zul}^* SIA und $P_p^*/1,8$ konnten sie direkt den Fig. 54 bis 58 entnommen werden, für die Lasten $P_p^*/1,8$, P_{35}^* und P_f war meist eine Interpolation notwendig.

Im allgemeinen wird für Bauteile im Freien eine maximale Rissbreite von 0,2 mm sowie für Bauteile, die vor atmosphärischen Einwirkungen geschützt sind, eine solche von 0,3 mm als unschädlich und zulässig angesehen. Obschon die Lasten $P_p^*/1,8$ zwischen 34 und 129 % höher waren als P_{zul}^* SIA, betrugen die nach 3-maliger Belastung mit $P_p^*/1,8$ gemessenen grössten Rissbreiten nicht mehr als 0,25 mm, nach Entlastung nicht mehr als 0,07 mm.

Bei der Beurteilung der maximalen Rissbreiten unter den Lasten P_{35}^* und P_f , ist beim Balken A2 zu beachten, dass diese nicht an der Stelle des Fließbeginns (Feld), sondern, wie bereits dargelegt, über der Stütze gemessen wurden.

4.8 Verbundverhalten

An den Endauflagern ragten die Balken 20 cm über die theoretische Auflageraxe hinaus. Die untere Längsarmierung wurde dort, wie aus Fig. 3b hervorgeht, ohne irgendwelche Verankerungsvorrichtungen gerade geführt. Die Verankerungslängen betrugen somit bei den Stäben $\emptyset 12$ etwa 17 d, bei $\emptyset 18$ nur 11 d.

An den herausstehenden Stabenden wurden bei sämtlichen Balken Tastuhren (Ablesegenauigkeit 1/100 mm) befestigt, um einen allfälligen Schlupf zu beobachten. Obwohl z.B. beim Balken A4 Risse bis zu 10 cm an das Auflager heran entstanden, wurden während sämtlichen Versuchen keine Verschiebungen festgestellt. Diese Tatsache bestätigt die guten Verbundeigenschaften des verwendeten Rippentorstahles.

5. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Durch das Institut für Baustatik an der ETH wurden seit 1963 in der EMPA Versuche an Durchlaufbalken aus Stahlbeton durchgeführt. Sie sollten zur Abklärung der Grundlagen für die Berechnung von statisch unbestimmten Stahlbeton-Balken nach der Plastizitätstheorie beitragen. Insbesondere interessierte der Einfluss einer unterschiedlichen Schubbeanspruchung auf die Ausbildung und Rotationsfähigkeit plastischer Stahlbetongelenke.

Es wurde eine erste Serie (A) von 5 in Ausbildung und Belastung symmetrischen Zweifeldbalken mit einer Spannweite von 2 x 3 m geprüft (Abb. 1, Fig. 3). Der Querschnitt war rechteckig, 18 x 38 cm, mit einer statischen Nutzhöhe von ca. 35 cm. Die Würfelfestigkeit des Betons betrug im Mittel 438 kg/cm^2 . Die Armierung bestand aus kaltverformtem Rippentorstahl mit einer Streckgrenze zwischen 40 und 47 kg/mm^2 . Das Verhältnis zwischen Feld- und Stützenarmierung wurde derart variiert, dass für das Erreichen der rechnerischen Traglast nach der einfachen Plastizitätstheorie plastische Gelenke sowohl im Feld (A1, A2) wie auch über der Zwischenstütze (A3, A4, A5) nötig waren. Der Längsarmierungsgehalt lag zwischen 0,34 % und 2,04 %.

Die Schubarmierung bestand ausschliesslich aus geschlossenen Bügeln. Sie betrug 65 bis 70 % derjenigen, welche nach der üblichen Bemessung der Schubarmierung (Fachwerk-Analogie) erforderlich gewesen wäre.

Die Belastung bestand aus Einzellasten, die in den Drittelpunkten der einzelnen Felder aufgebracht wurden. Die maximale Schubbeanspruchung in den plastischen Gelenken über den Zwischenstützen variierte für die Fliesslast zwischen $\tau = 17 \text{ kg/cm}^2$ und $\tau = 42 \text{ kg/cm}^2$, für die rechnerische Traglast zwischen $\tau = 19 \text{ kg/cm}^2$ und $\tau = 53 \text{ kg/cm}^2$. Das entsprechende Momenten-Schubverhältnis betrug nach elastischer Berechnung ca. 2,0.

Es veränderte sich im Laufe der Momentenumlagerungen auf Werte zwischen 1,4 und 2,9.

Die Balken A1, A2 und A3, welche im Feld einen relativ niedrigen Armierungsgehalt aufwiesen ($\mu = 0,34\%$ und $0,51\%$), gingen durch Zerreißen der dortigen Zugarmierung zu Bruch. Bei den stärker armierten Balken A4 und A5 traten nach erheblichen plastischen Deformationen Biegeschubbrüche ein (Abb. 2). Die beim Bruch festgestellten Maximallasten betrugen das 3,0 bis 5,2-fache der nach den SIA-Normen Nr. 162 zulässigen Lasten (Fig. 22). Sie überschritten die nach der Plastizitätstheorie berechneten Traglasten um 2 % bis 22 % (Fig. 21). In Anbetracht der verschiedenen vereinfachenden Voraussetzungen, welche dieser Theorie zugrunde liegen, bedeutet dies eine sehr befriedigende Uebereinstimmung.

Die festgestellte Momentenverteilung zeigte bereits unter der zulässigen Last nach SIA 162 gewisse Abweichungen von derjenigen nach Elastizitätstheorie (konstantes Trägheitsmoment). Sie sind vor allem auf die Steifigkeitsunterschiede im Rissezustand zwischen den Feld- und Stützenquerschnitten zurückzuführen. Bis zum Erreichen der theoretischen Traglast P_p stellte sich dann die Momentenumlagerung gemäss Plastizitätstheorie in einem - in Anbetracht der relativ gedrunenen Balken mit teilweise ansehnlichen Schubverformungen - erstaunlich hohen Masse ein. Die Momentenverteilung stimmte im allgemeinen recht gut mit der theoretischen überein (Fig. 23 und 24).

Im Bereiche von Biegeschubbrissen wird ein Teil der Querkraft von der Biegedruckzone übertragen. Aus der gemessenen Beanspruchung einiger Bügel neben dem mittleren Auflager konnte geschlossen werden, dass dieser Anteil noch bedeutend grösser war als bei der Bemessung der Schubarmierung vorausgesetzt wurde (Fig. 31).

Eingehende Beobachtungen und Messungen von Deformationen zeigten, wie ausserordentlich stark diese durch das diskontinuier-

liche Formänderungsverhalten des Stahlbetons, d.h. durch die Rissebildung beeinflusst werden. So ist die Definition einer Krümmung problematisch, insbesondere in Bereichen, wo infolge der Schubbeanspruchung die Risse schräg zur Balkenaxe verlaufen. Die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte trifft dort auch bei der Betrachtung von Mittelwerten nicht zu, d.h. die Dehnungsverteilung über den Querschnitt ist sehr ausgeprägt nicht mehr linear (Fig. 53).

Trotz diesen grundsätzlichen Unzulänglichkeiten wurden aus den gemessenen Randdehnungen auf die Längeneinheit bezogene Rotationswinkel berechnet. Es zeigte sich, dass diese stets an den Stellen der plastischen Gelenke am grössten waren (Fig. 40 bis 43). Die entsprechenden Knicke in den ebenfalls gemessenen Biegelinien waren besonders an den Stellen der zuerst auftretenden plastischen Rotationen sehr ausgeprägt (Fig. 37 und 38).

Der Verlauf der Rotation mit zunehmendem Biegemoment in den plastischen Gelenken ergab sich sehr verschieden je nach Grösse der vorhandenen Schubbeanspruchung. Ist diese gering, so kann sich die plastische Rotation, insbesondere bei kleineren Armierungsgehalten, auf einige wenige oder sogar nur einen einzigen Biegeriss beschränken (Abb. 3). Der Rotationswinkel bis zur Zerstörung des Betons, resp. Einschnürung der Armierungsstäbe, fällt entsprechend relativ gering aus (Fig. 46). In schubbeanspruchten Zonen mit teilweise stark geneigten Biegeschubrissen hingegen entstehen in der Zugarmierung über einen grösseren Bereich, der wesentlich vom Momenten-Schub-Verhältnis M/Q_h abhängt, plastische Deformationen (Abb. 4, Fig. 52). Dadurch kann der Rotationswinkel bei schwach zunehmendem Biegemoment entsprechend grösser ausfallen (Fig. 44, A3; Fig. 45).

Die Versuche zeigten ferner eine überraschende Deformationsfähigkeit des Betons. Neben der Mittelstütze, wo das Biegemoment stark änderte, wurden Stauchungen der Biegedruckzone bis zu 8 % gemessen. Dabei können sich einzelne dünne Betonlamel-

len in der äussersten Faser loslösen, ohne dass damit die Funktionstüchtigkeit der Biegedruckzone beeinträchtigt wird.

In den Rissebildern (Fig. 54 bis 58) kommt der Einfluss der Schubbeanspruchung sowie der Verteilung der Momente nach deren Umlagerung zum Ausdruck. Unter der Last $P = P_p/1,8$ (theoretische Traglast dividiert durch Sicherheitsfaktor 1,8) betrug die maximale Rissbreite 0,25 mm.

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass bei statisch unbestimmten Stahlbetonbalken mit bedeutenden Momentenumlagerungen gerechnet werden darf. Das Umlagerungsvermögen ist grösser, als man nach der üblichen Biegetheorie erwarten würde.

LITERATUR-VERZEICHNIS

- [1] Thürlimann, B., Ziegler, H.: "Plastische Berechnungsmethoden". Autographie der Vorlesungen vom Fortbildungskurs für Bau- und Maschinen-Ingenieure, ETH, Zürich, 1963.
- [2] American Society of Civil Engineers, Welding Research Council: "Commentary on Plastic Design in Steel". 1961.
- [3] Base, G.D.: "Helical reinforcement in the Compression Zone of Concrete Beams". Concrete, Dezember 1962.
- [4] Talocchia, S.: "Contribution experimentale au calcul plastique des poutres hyperstatiques en béton armé". Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IVBH), Band 22, Zürich, 1962.
- [5] Leonhardt, F., Walther, R.: "Schubversuche an Stahlbetonbalken". Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Hefte 151, 162 und 156, 1962/1963.
- [6] Bryant, R.H., Bianchini, A.C., Rodriguez, J.J., Kesler, C.E.: "Shear strength of two-span continuous reinforced concrete beams with multiple point loading". Journal of the American Concrete Institute, Proc.Vol. 59, Nr. 9, Sept. 1962.
- [7] Warner, R.F., Thürlimann, B.: "Bemessung der Schubarmierung von Stahlbeton-Balken und -Platten". Bericht Nr. 6206-7, Institut für Baustatik und Massivbau, ETH, Zürich, Dezember 1963.
- [8] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): "Normen für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauten". Nr. 162 (1956).
- [9] Thürlimann, B.: "Grundsätzliches zu den plastischen Berechnungsverfahren". Schweiz. Bauzeitung, 79. Jahrgang, Hefte 48 und 49, Nov./Dez. 1961.

- [10] Warner, R.F., Thürlimann, B.: "Schubarmierung von Stahlbetonbalken". Bericht Nr. 6206-2, Institut für Baustatik und Massivbau, ETH, Zürich, Januar 1963.

- [11] Warner, R.F., Thürlimann, B.: "Design of Stirrup-Reinforcement in Concrete Beams". Abhandlungen IVBH, Band 23, Zürich, 1963.

- [12] Macchi, G.: "Note pour la discussion à Monaco". CEB Bulletin d'Information, No. 30, Jan. 1961.

- [13] Rüschi, H., Stöckli, S.: "Der Einfluss von Bügeln und Druckstäben auf das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken". Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 148, 1962.

BEZEICHNUNGEN

Längen, Flächen und Querschnittswerte

l	Spannweite
a	Abstand zwischen Last und Auflager
f	Abstand des Momentennullpunktes vom Zwischenauflager
h	Statische Nutzhöhe im Querschnitt
h'	Abstand der Druckarmierung vom Druckrand
b	Breite der Druckzone
b_o	Stegbreite bei T- und I-Querschnitten
x	Abstand der neutralen Axe vom Druckrand
d	Durchmesser eines Armierungsstabes (auch $\emptyset$)
r	Biegeradius eines Armierungsstabes
c	Abstand der Messlinien bei Krümmungsmessungen
e	Länge einer Messstrecke
s	Messlänge für Rotationen
t	Bügelabstand
δ	Durchbiegung
δ_f	Durchbiegung unter der Fliesslast P_f
δ_p	Bezugsdurchbiegung: $\delta_p = \alpha \cdot \delta_f$
F_{eff}	Effektive Querschnittsfläche eines Armierungsstabes
F_e	Querschnitt der Zugarmierung
F_e'	Querschnitt der Druckarmierung
F_{eB}	Querschnitt eines Bügels (zweischnittig)

I	Trägheitsmoment
I_w	Wirksames Trägheitsmoment
I_n	Trägheitsmoment im Rissezustand nach Stahlbetontheorie

Kräfte und Momente

P	Gesamtlast eines Balkenfeldes
P_{Riss}	Risslast
$P_{\text{zul SIA}}$	Zulässige Last nach SIA-Normen Nr. 162
P_A	Last am Anfang einer Laststufe
P_E	Last am Ende einer Laststufe
P_{35}^*	Last, welche im ersten Gelenk $\sigma_e = 35 \text{ kg/mm}^2$ erzeugt (berechnet mit Soll-Grössen)
P_f	Fliesslast, die im ersten Gelenk M_p erzeugt
P_p	Traglast nach Plastizitätstheorie
P_u	Experimentelle Bruchlast (Höchstlast)
Q	Querkraft
$Q(P_p)$	Querkraft unter der Traglast
Q_C	Von der Biegedruckzone aufnehmbarer Anteil an der Querkraft
$Q_C \text{ eff}$	Von der Biegedruckzone "effektiv" aufgenommene Quer- kraft
Q_B	Von der Bügelarmierung aufnehmbarer Anteil an der Querkraft
$Q_B \text{ erf}$	Erforderliche Grösse von Q_B , aus (31)
$Q_B \text{ vorh}$	Vorhandene Grösse von Q_B , nach (30)
$Q_B \text{ eff}$	Von der Bügelarmierung "effektiv" aufgenommene Quer- kraft

M	Biegemoment
M_F	Biegemoment im Feld
M_S	Biegemoment über der Stütze
M_p	Plastisches Moment
M_{fn}	Fliessmoment nach Stahlbetontheorie

Festigkeitswerte und Spannungen

β_w	Würfelfestigkeit des Betons
β	Prismendruckfestigkeit des Betons
β_{bz}	Biegezugfestigkeit des Betons
σ_b	Betonspannung
$\sigma_b \text{ zul}$	Zulässige Betonspannung
σ_{bz}	Biegezugspannung im Beton
β_z	Zugfestigkeit des Stahles
σ_e	Stahlspannung
$\sigma_e \text{ zul}$	Zulässige Stahlspannung
σ_p	Proportionalitätsgrenze des Stahles ($\epsilon_{\text{plast}} = 0,05 \text{ ‰}$)
σ_s	Streckgrenze des Stahles ($\epsilon_{\text{plast}} = 2 \text{ ‰}$)
σ_f	Nominelle Fliessgrenze des Stahles in der Zugzone
σ_f	Nominelle Fliessgrenze des Stahles in der Druckzone
σ_{fF}	Nominelle Fliessgrenze der Längsarmierung im Feld
σ_{fS}	Nominelle Fliessgrenze der Längsarmierung über der Stütze
σ_B	Spannung eines Bügels
$\sigma_B \text{ FW}$	Spannung eines Bügels nach der Fachwerkanalogie
σ_{fB}	Nominelle Fliessgrenze eines Bügels

τ	Nominelle Schubspannung im Querschnitt: $\tau = Q/b_o h$
$\tau(P_p)$	Nominelle Schubspannung unter der Traglast
$\tau_{\max}$	Nominelle Schubspannung unter der Traglast an der Stelle höchster Schubbeanspruchung
τ_1	Nominelle Schubspannung, bis zu welcher keine Schubarmierung nachzuweisen ist
τ_2	Nominelle Schubspannung, die nicht überschritten werden darf
E	Elastizitätsmodul
E_b	Elastizitätsmodul des Betons
E_e	Elastizitätsmodul des Stahles in der Zugzone
E_e'	Elastizitätsmodul des Stahles in der Druckzone

Dehnungen, Krümmungen und Winkel

ϵ_b	Betondehnung
$\epsilon_{b \max}$	Maximale Dehnung an Betonprismen im zentrischen Druckversuch
ϵ_u	Dehnung an Betonprismen beim Erreichen der maximalen Betonspannung
ϵ_r	Bruchdehnung des Betons in der Biegedruckzone
ϵ_e	Stahldehnung
ϵ_e'	Dehnung der Druckarmierung
ϵ_f	Fliessdehnung im idealisierten Spannungs- Dehnungs-Diagramm: $\epsilon_f = \sigma_f/E_e$
ϵ_f'	Wie ϵ_f , jedoch in der Biegedruckzone
$\epsilon_{e \max}$	Maximal mögliche Stahldehnung vor Abfall der Zugkraft
ϵ_{plast}	Bleibende Stahldehnung

λ_5	Bruchdehnung eines Armierungsstabes, gemessen auf eine Länge von $5 d$ über die Einschnürungszone
λ_{10}	Wie λ_5 , jedoch Messlänge $10 d$
λ_{G1}	Gleichmassdehnung eines Armierungsstabes, gemessen ausserhalb der Einschnürungszone
k	Krümmung
k_p	Krümmung beim Erreichen des plastischen Momentes im idealisierten Momenten-Krümmungs-Diagramm: $k_p = M_p / EI_w$
k_{fn}	Krümmung beim Erreichen der nominellen Fließsgrenze ϵ_f nach Stahlbetontheorie
α_o	Drehwinkel infolge einer äusseren Belastung
α_1	Drehwinkel infolge eines äusseren Momentes $M = 1 \text{ mt}$
θ	Rotationswinkel
θ_n	"Elastischer" Rotationswinkel innerhalb einer Messlänge s nach Stahlbetontheorie

Dimensionslose Parameter

ξ	Auf die statische Höhe bezogener Nulllinienabstand von der Druckkante: $\xi = x/h$
λ	Verhältnis zwischen den plastischen Momenten im Feld und über der Stütze: $\lambda = M_{pF} / M_{pS}$
α	Umlagerungsfaktor: $\alpha = P_p / P_f$
κ	Abstand einer Einzellast vom äusseren Auflager im Verhältnis zur Spannweite
g	Momenten-Schub-Verhältnis: $g = M/Qh$

η	Verhältnis der durch die vorhandene Bügelarmierung aufnehmbaren Querkraft zur totalen Querkraft unter Traglast: $\eta = Q_{B \text{ vorh}} / Q(P_p)$
φ	Kontraktion (Einschnürung) eines Armierungsstabes an der Bruchstelle
V	Variationskoeffizient, z.B. für β mit n Prüfwerten: $V(\%) = \sqrt{\frac{(\beta_i - \beta)^2}{n - 1}} \cdot \frac{1}{\beta} \cdot 100$
μ	Armierungsgehalt der Zugzone: $\mu = F_e / bh$
μ'	Armierungsgehalt der Druckzone: $\mu' = F'_e / bh$
μ_{Grenz}	Grenzarmierungsgehalt, bei dem im Bruchzustand die Zugarmierung gerade noch ins Fließen kommt
μ_{krit}	Kritischer Armierungsgehalt, bei dem Stahl und Beton gleichzeitig zu Bruch gehen
$\mu_{B \text{ vorh}}$	Vorhandener Schubarmierungsgehalt: $\mu_{B \text{ vorh}} = F_{eB} / t b_o$
$\mu_{B \text{ FW}}$	Nach der Fachwerkanalogie erforderlicher Schubarmierungsgehalt

Tabelle 1: Physikalische Eigenschaften der Torstähle (Probestäbe)

Nenn- ϕ mm	F_{eff} mm ²	σ_p kg/mm ²	σ_s kg/mm ²	β_z kg/mm ²	λ_{10} %	λ_s %	λ_{el} ge- rechnet %	λ_{el} ge- messen %	φ %	E_e kg/cm ²
8	51,6	35,1	40,7	51,4	15,3	22,2	6,5	8,4	64	$2,12 \cdot 10^6$
10	78,4	32,0	39,8	51,0	16,1	22,8	5,2	9,4	65	$2,02 \cdot 10^6$
12	109	36,1	41,5	51,4	15,8	22,2	8,8	9,4	71	$2,08 \cdot 10^6$
18	247	38,1	46,8	58,0	13,4	18,9	7,8	7,9	62	$2,06 \cdot 10^6$

Tabelle 2: Zusammensetzung des Frischbetons

Sand 0 - 10 mm	1160 Kg/m ³
Kies 10 - 18 mm	840 Kg/m ³
Zement PC	250 Kg/m ³
Wasser	148 Kg/m ³
W/Z - Faktor	0,59
Raumgewicht	2420 Kg/m ³
Konsistenz	schwach plastisch

Tabelle 3: Festigkeitswerte des Betons (Probekörper)

Balken	A1	A2	A3	A4	A5	Mittel- wert kg/cm ²	Var. koeff. %
Alter (Tage)	37	37	30	21	42	68	-
β_{bz} Kg/cm ²	57 52	73 73	69 60	73 75	73 73	68	-
β_w Kg/cm ²	416 416 410 423	482 455 465 458	490 461 455 427	423 416 392 420	437 451 430 430	438	6,0
β Kg/cm ²	356 345	354 375	420 393	361 354	377 382	372	6,1

Tabelle 4: Physikalische Eigenschaften des Betons (Spannungs-Dehnungs-Diagramme)

Prisma Nr.	Alter Tage	E = konst. während Min.	Lasterhöhung während Min.	Mittl. Dehn- geschw. %/.. Min.	Gemessen				Gerechnet		
					β Kg/cm ²	E_b Kg/cm ²	ϵ_u %/..	ϵ_{max} %/..	E_b Kg/cm ²	ϵ_u %/..	ϵ_u %/..
1	84	3	1,5	0,0222	397	422000	2,03	2,88	426000	2,02	2,00
2	84	3	1,5	0,0222	396	431000	1,95	2,67	426000	1,98	2,00
3	49	4	1,5	0,0182	341	404000	1,88	2,80	403000	1,82	1,82
4	79	3	1,5	0,0222	349	413000	1,82	2,73	406000	1,81	1,84

Tabelle 5: Rechnerische Werte der Versuchsbalken A1 bis A5

Querschnittsgrößen:

Balken	h_F cm	h_S cm	h' cm	b cm	ϕ_F mm	ϕ_S mm	$\phi'_F = \phi'_S$ mm	F_{eF} cm ²	F_{eS} cm ²	$F_{eF} = F_{eS}$ cm ²	μ_F %	μ_S %	μ'_F %	μ'_S %
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
A1	35,4	33,6	2,6	18,0	2 ϕ 12	5 ϕ 18	2 ϕ 12	2,18	12,35	2,18	0,34	2,04	0,34	0,36
A2	35,4	35,1	2,6	18,0	2 ϕ 12	3 ϕ 18	2 ϕ 12	2,18	7,41	2,18	0,34	1,17	0,34	0,35
A3	35,4	35,1	2,6	18,0	3 ϕ 12	2 ϕ 18	2 ϕ 12	3,27	4,94	2,18	0,51	0,78	0,34	0,35
A4	34,2	33,6	2,6	18,0	4 ϕ 18	5 ϕ 18	2 ϕ 12	9,88	12,35	2,18	1,61	2,04	0,35	0,36
A5	35,1	35,1	2,6	18,0	3 ϕ 18	3 ϕ 18	2 ϕ 12	7,41	7,41	2,18	1,17	1,17	0,35	0,35

Elastischer Bereich:

Balken	P _{zul} .SIA (SIA Nr. 162)								
	Massg. Ort	Massg. σ	P _{zul} .SIA t	M _I mt	M _{II} mt	M _{III} mt	τ_{0-I} kg/cm ²	τ_{I-II} kg/cm ²	τ_{II-III} kg/cm ²
	15	16	17	18	19	20	21	22	23
A1	I	σ_e	5,96	1,43	1,38	-3,14	2,25	0,09	7,48
A2	I	σ_e	5,96	1,43	1,38	-3,14	2,25	0,09	7,16
A3	III	σ_e	5,93	1,43	1,37	-3,13	2,24	0,09	7,13
A4	III	σ_b	9,16	2,21	2,12	-4,84	3,58	0,14	11,50
A5	III	σ_b	8,49	2,04	1,97	-4,48	3,24	0,13	10,20

Plastischer Bereich:

Balken	Kenngrößen					P _f (FlieSS-Last)						
	M _{pF} mt	M _{pS} mt	$\lambda =$ M _{pF} /M _{pS}	Mecha- nismus	Primäre Rotation in	P _f t	M _I mt	M _{II} mt	M _{III} mt	τ_{0-I} kg/cm ²	τ_{I-II} kg/cm ²	τ_{II-III} kg/cm ²
	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
A1	3,00	17,47	0,172	I	I	12,47	3,00	2,89	-6,58	4,71	0,18	15,65
A2	3,00	11,33	0,265	I	I	12,47	3,00	2,89	-6,58	4,71	0,18	14,99
A3	4,51	7,54	0,598	II	III	14,30	3,44	3,31	-7,54	5,40	0,21	17,19
A4	14,58	17,47	0,834	II	III	33,10	7,97	7,66	-17,47	12,95	0,50	41,55
A5	11,33	11,33	1,000	II	III	21,46	5,16	4,97	-11,33	8,18	0,31	25,79

Balken	P _p (Traglast)										
	P _p t	M _I mt	M _{II} mt	M _{III} mt	τ_{0-I} kg/cm ²	τ_{I-II} kg/cm ²	τ_{II-III} kg/cm ²	$\alpha =$ P _p /P _f	$\theta \left(\frac{EIw}{M_{pS}l} \right)$	M/o $\bar{n}$ ρ_{III} in III	M/o $\bar{n}$ ρ_{II} in II
	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
A1	21,19	3,00	0,71	-17,47	4,71	3,59	30,09	1,70	0,720	2,86	0,11
A2	16,26	3,00	1,94	-11,33	4,71	1,67	21,00	1,31	0,484	2,43	0,41
A3	16,36	4,30	4,51	-7,54	6,75	0,33	19,09	1,15	0,096	1,78	1,06
A4	44,96	12,91	14,58	-17,47	20,98	2,71	53,00	1,36	0,239	1,62	1,33
A5	32,37	9,71	11,33	-11,33	15,37	2,56	35,87	1,51	0,339	1,43	1,43

Tabelle 6: Rechnerische Werte der Versuchsbalken A1 bis A5 aus Sollgrößen

Balken Nr.	$P_{zul\ SIA}^*$ t	P_{35}^* t	P_p^* t	$P_p^*/1,8$ t
A 1	6,18	10,82	19,0	10,5
A 2	6,18	10,82	15,0	8,3
A 3	6,10	10,60	15,4	8,5
A 4	9,30	24,20	38,4	21,3
A 5	8,60	15,48	28,4	15,8

Tabelle 7: Schubarmierung im Bereich II-III

Balken	Bügel-Armierung			Berechnet mit Soll-Größen						
	ϕ_B mm	t cm	Fe_B cm ²	$Q^*(P_p^*)$ t	Q_c^* t	Q_{Berf}^* t	$Q_{Bvorh}^*(S)$ t	μ_{Bvorh}^* %	$\mu_{BFW}^*(S)$ %	$\eta^*(S)$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
A 1	$\phi\ 8$	12,5	1.03	16,0	4,0(F)	12,0	10,9	0,45	0,66	0,68
A 2	$\phi\ 8$	17,5	1,03	12,1	4,0(F)	8,1	8,1	0,32	0,48	0,67
A 3	$\phi\ 8$	17,5	1,03	11,2	4,9(F)	6,3	8,1	0,32	0,44	0,73
A 4	$\phi\ 10$	10,0	1,57	27,3	6,1 (S)	21,2	21,1	0,87	1,13	0,77
A 5	$\phi\ 8$	10,0	1.03	19,8	6,3 (S)	13,5	14,2	0,56	0,78	0,72

Balken	Berechnet mit effektiven Größen						
	$Q(P_p)$ t	Q_c t	Q_{Berf} t	$Q_{Bvorh}(S)$ t	μ_{Bvorh} %	$\mu_{BFW}(S)$ %	$\eta(S)$
	11	12	13	14	15	16	17
A 1	18,2	5,7(F)	12,5	11,4	0,46	0,73	0,63
A 2	13,3	5,7(F)	7,6	8,5	0,33	0,51	0,64
A 3	12,1	7,0(F)	5,1	8,5	0,33	0,47	0,70
A 4	32,1	7,3 (S)	24,8	21,1	0,87	1,33	0,66
A 5	22,7	7,6 (S)	15,1	14,8	0,57	0,88	0,65

Tabelle 8: Bruchlasten und Bruchart

Balken	Gemessen		Gerechnet	$P_{zul\ SIA}$ t	$\frac{P_{uA}}{P_p}$	$\frac{P_{uE}}{P_p}$	$\frac{P_{uA}}{P_{zul\ SIA}}$	$\frac{P_{uE}}{P_{zul\ SIA}}$	Bruchart
	P_{uA} t	P_{uE} t	P_p t						
A 1	21,5	20,2	21,19	5,96	1,015	0,953	3,61	3,39	Biegebruch im Feld durch Zerreißen der Zugarmierung
A 2	17,8	16,9	16,26	5,96	1,093	1,038	2,99	2,84	
A 3	19,9	18,9	16,36	5,93	1,217	1,156	3,35	3,19	
A 4	48,0	44,5	44,96	9,16	1,067	0,990	5,23	4,86	Biegeschubbruch neben d.mittl.-Auflager durch Nachgeben d.Verankerung v.2 Bügeln u.Zerstörung der Druckzone.
A 5	38,2	35,2	32,37	8,49	1,181	1,087	4,50	4,15	Biegeschubbruch neben d.mittl.-Auflager durch Zerreißen von 2 Bügeln an der angebohrten Stelle und Zerstörung der Druckzone.

Tabelle 9 : Lasten und Momente

Laststufe Nr.	A1				A2				A3				A4				A5			
	P _A t	P _E t	M _{IE} mt	M _{IIIE} mt	P _A t	P _E t	M _{IE} mt	M _{IIIE} mt	P _A t	P _E t	M _{IE} mt	M _{IIIE} mt	P _A t	P _E t	M _{IE} mt	M _{IIIE} mt	P _A t	P _E t	M _{IE} mt	M _{IIIE} mt
0	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,26	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27
1	2,5	2,5	0,58	-1,38	2,5	2,5	0,61	-1,28	2,5	2,5	0,61	-1,28	2,5	2,5	0,58	-1,39	2,5	2,5	0,58	-1,39
2	5,7	5,7	1,22	-3,47	4,0	4,0	0,96	-2,13	4,5	4,5	1,13	-2,24	6,0	5,9	1,39	-3,21	5,6	5,5	1,29	-3,00
3	6,2	6,1	1,30	-3,73	6,2	6,0	1,48	-3,05	6,1	5,8	1,54	-2,53	9,3	9,0	2,12	-4,89	8,3	8,0	1,95	-4,15
4	0,5	0,5	0,04	-0,52	0,5	0,5	0,11	-0,28	0,5	0,5	0,19	-0,07	0,5	0,5	0,09	-0,36	0,5	0,5	0,11	-0,30
5	8,4	7,9	1,53	-5,30	8,3	7,7	1,77	-4,31	8,5	7,6	1,90	-3,81	15,3	14,7	3,47	-7,81	12,0	11,5	2,81	-5,86
6	10,5	10,0	1,82	-7,04	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27	21,3	20,6	4,86	-11,17	15,8	15,1	3,66	-7,89
7	0,5	0,5	0,12	-0,27	8,3	8,1	1,87	-4,52	8,5	8,1	2,08	-3,89	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27
8	10,5	10,3	1,87	-7,27	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27	21,3	21,2	5,01	-11,47	15,8	15,6	3,78	-8,16
9	0,5	0,5	0,12	-0,27	8,3	8,2	1,88	-4,60	8,5	8,2	2,07	-4,04	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27
10	10,5	10,3	1,85	-7,32	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27	21,3	20,9	5,02	-11,06	15,8	15,4	3,74	-8,03
11	0,5	0,5	0,12	-0,27	10,8	10,3	2,35	-5,84	10,6	10,2	2,54	-5,13	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27
12	13,0	12,4	2,26	-8,72	13,0	12,6	2,76	-7,48	13,0	12,7	3,11	-6,54	24,2	23,4	5,63	-12,36	20,0	19,4	4,77	-9,94
13	16,0	15,4	2,55	-11,30	15,0	14,4	3,04	-8,90	15,4	14,5	3,51	-7,60	29,2	28,6	6,93	-14,96	24,2	23,3	5,89	-11,46
14	19,0	18,3	2,81	-14,43	0,5	0,5	0,12	-0,27	0,5	0,5	0,12	-0,27	33,8	32,7	8,05	-16,76	28,4	27,1	7,16	-12,39
15	0,5	0,5	0,12	-0,27	15,0	14,6	3,03	-9,17	15,4	15,3	3,80	-7,74	38,4	36,5	9,28	-17,80	0,5	0,5	0,12	-0,27
16	19,0	18,7	2,86	-14,81	17,0	16,5	3,24	-10,90	17,3	16,6	4,20	-8,15	4,0	4,3	1,40	-1,18	28,4	28,1	7,44	-12,80
17	20,4	19,8	2,85	-16,22	17,8	16,9	3,27	-11,32	17,5	16,9	4,25	-8,38	38,4	37,4	9,52	-18,18	32,1	30,6	8,42	-13,00
18	21,2	20,2	2,74	-17,00	17,6	16,9	3,18	-11,59	18,0	17,5	4,42	-8,62	42,9	40,5	10,65	-18,65	34,4	32,9	9,19	-13,56
19	21,5	20,2	2,58	-17,51	17,7	16,4	2,92	-11,75	18,6	17,9	4,54	-8,77	45,2	42,0	11,27	-18,69	35,9	34,2	9,59	-13,97
20	21,2	18,8	1,95	-17,65	17,0	16,1	2,76	-11,85	19,3	18,3	4,63	-8,99	46,6	~40,1 ¹⁾	12,04	-18,69	36,8	35,0	9,86	-14,17
21	19,0	Bruch			16,6	Bruch			12,0	12,0	3,26	-5,22	43,4	~41,5 ¹⁾			37,4 ²⁾			
22									6,0	6,0	1,80	-2,10	42,4	~41,5 ¹⁾			37,6	35,0	9,93	-13,96
23									2,5	2,5	0,91	-0,41	47,6	44,5	12,33	-18,63	8,0 ²⁾			
24									6,0	6,0	1,80	-2,10	48,0	Bruch			35,3 ²⁾			
25									12,0	12,0	3,27	-5,18					37,8	35,2	10,15	-13,55
26									18,4	17,6	4,60	-8,20					38,2	Bruch		
27									19,5	18,6	4,82	-8,79								
28									19,7	18,9	4,90	-8,93								
29									19,9	18,8	4,85	-8,95								
30									19,9	18,3	4,53	-9,28								

1) Störungen an der hydraulischen Pumpe

2) Laststufen, welche durch Unterbrüche, Photos usw. bedingt waren (ohne vollständige Messungen)

Tabelle 10: Dehnungen des Balkens A3
im Bruchbereich

Lastst. Nr.	P _A t	P _E t	M _A mt	M _E mt	ε _b ‰	ε _e ‰
27	19,5	18,6	5,12	4,88	2,01	19,8
28	19,7	18,9	5,18	4,97	2,21	24,5
29	19,9	18,8	5,20	4,91	2,72	32,7
30	19,9	18,3	4,90	4,51	4,22	46,2

Tabelle 11: Schubbeanspruchung bei
Maximallast

Z N K m	τ _{II-III} kg/cm ²		S _{III} = M _{III} /Q _{II-III} · h	
	Gerechnet (unter P _D)	Versuch (unter P _{uE})	Gerechnet (unter P _D)	Versuch (unter P _{uE})
A 1	30,1	28,9	2,86	2,90
A 2	21,0	21,6	2,43	2,37
A 3	19,1	22,2	1,78	1,82
A 4	53,0	53,2	1,62	1,72
A 5	35,9	39,7	1,43	1,54

Tabelle 12: Ergebnisse von Zugversuchen mit
verschiedenen Stäben ø12 der Serie A

Eigenschaften	Probestab Nr.*)			
	1	2	3	4
φ incl. Rippen	11,8	11,7	12,1	12,1
F _{eff} (aus Metergewicht) mm ²	109	108	115,5	115,5
E (mit F _{eff}) kg/cm ²	2,08.10 ⁶	2,07.10 ⁶	2,07.10 ⁶	2,06.10 ⁶
σ _s (mit F _{eff}) kg/mm ²	41,5	42,4	36,1	38,5
σ _s (mit Nenn-Querschnitt)kg/mm ²	40,0	40,5	36,9	39,2
β _z (mit F _{eff}) kg/mm ²	51,4	51,2	44,0	45,6
β _z (mit Nenn-Querschnitt)kg/mm ²	49,6	48,9	45,0	46,4
φ	71	67	75	70
λ ₁₀	15,8	15,3	15,0	13,3
λ ₅	22,2	21,6	23,4	20,8
λ _{G1} (gemessen)	8,8	7,3	5,6	6,6

*)Legende:

- Nr. 1 : Mit Armierung geliefert,geprüft durch EMPA am 27.8.63
- Nr. 2 : Mit Armierung geliefert,geprüft durch Institut für Bau -
statik am 11.11.64
- Nr. 3 : Aus Balken A1 herausgestemmt und geprüft durch Insti-
tut für Baustatik am 23.6.65
- Nr.4 : Aus Balken A 2 herausgestemmt und geprüft durch In-
stitut für Baustatik am 23.6.65

Tabelle 13: Risseverhalten

Balken	Erster Anriss			Maximale Rissbreiten in 1/100mm bei den Lasten								
	1. Riss	P_{Riss}	$\sigma_{bz,Riss}$	$P_{zul.SIA}^*$		$P_p^*/1,8$				$P_p/1,8$	P_{35}^*	P_f
	in	t	kg/cm ²	1. Bel.	1. Entl.	1. Bel.	1. Entl.	3. Bel.	3. Entl.	1. Bel.	1. Bel.	1. Bel.
A1	F	5,7	31	7	4	15	6	17	5	20	18	22
A2	S	4,0	49	6	3	13	5	16	5	18	22	28
A3	S	4,5	57	12	4	20	7	22	5	24	29	65
A4	S	6,0	73	5	1	20	5	25	6	35	35	45
A5	S	5,6	68	7	2	22	5	25	5	34	21	48

(Versuchsbalken
Serie A)

Fig. I: Verschiedene mögliche Versuchsanordnungen

Fig. 2: Bereiche ($\mu, \tau_{\max}$) verschiedener Versuchsanordnungen

Fig. 3a: Lastanordnung und Abmessungen der Versuchsbalken A1 - A5

Fig. 3b: Armierung der Versuchsbalken A1 - A5

Fig. 4: Spannungs - Dehnungs - Diagramme der verwendeten Torsstähle Serie A

Fig. 5: σ - ϵ -Diagramm von Prisma Nr.1

Fig. 6: Mittleres σ - ϵ -Diagramm des Betons

Fig. 7: Momentenfläche nach Elastizitätstheorie für $I = \text{konst.}$

Fig. 8: Idealisiertes σ - ϵ -Diagramm des Stahls

Fig. 9: Plastisches Moment bei Stahlbetonquerschnitten mit Druckarmierung

Fig. 10: Gültigkeitsbereiche der Formeln für M_p

Fig. 11: Kritische Armierung für Stahlbruch in Abhängigkeit von der maximalen Betonrandstauchung

Fig. 12: Idealisiertes Momenten - Krümmungs - Diagramm

Fig. 13: Momentenflächen unter der Traglast

Fig. 14: Momenten - Umlagerung

Fig. 15: Notwendige theoretische Rotation

Mechanismus I

Mechanismus II

Fig. 16: Berechnung der Rotationswinkel θ am statisch bestimmten System

Fig. 17: Momenten - Schub - Verhältnis

Fig. 18: Generelles Belastungsschema für die Balken A1 bis A5 mit fortlaufender Nummerierung der Laststufen

Fig. 19: Schema einer Laststufe mit den Phasen I, II und III

Fig. 20: Anordnung und Bezeichnung der Messstellen

Fig. 21: Höchste gemessene Lasten P_u bezogen auf die theoretischen Traglasten P_p

Fig. 22: Höchste gemessene Lasten P_u bezogen auf die zulässigen Lasten nach SIA Normen Nr. 162 / 1956

Fig. 23: Momentenverteilung A1, A2, A3

Fig. 24: Momentenverteilung A4,A5

Fig. 25 : Momenten - Umlagerung A1 und A2

Fig. 26 : Momenten - Umlagerung A3 und A4

Fig. 27: Momenten - Umlagerung A 5

Fig. 28: Verlauf der nominellen Schubspannungen im Bereich II - III

Fig. 29: Momenten-Schub-Verhältnis beim mittleren Auflager

Fig. 30: Beanspruchung der Bügel Nr. 1, 2 und 3 beim Balken A 4

Fig. 31: „Effektive“ Aufteilung der Querkraft auf Bügel und Biegedruckzone

Fig. 32: Durchbiegungen Balken A1 und A2

Fig. 33: Durchbiegungen Balken A3

Fig. 34: Durchbiegungen Balken A4

Fig. 35: Durchbiegungen Balken A5

Fig. 36: Zusammenstellung der Durchbiegungen

Fig. 37: Biegelinien der Balken A1, A2 und A3

Fig. 38: Biegelinien der Balken A4 und A5

Fig. 40: Krümmungen Balken A1

Fig. 39: Formänderungswinkel θ am Balkenelement

Fig. 41: Krümmungen Balken A2

Fig. 42: Krümmungen Balken A3

Fig. 43: Krümmungen Balken A4 u. A5

Fig. 44: Rotationen über dem mittleren Auflager (Messlänge 80 cm)

Fig. 45: Rotationen über dem mittleren Auflager (Messlänge 80 cm)

Fig. 46: Rotationen im Feld (Messlänge 25 cm)

Fig. 47: Rotationen im Feld (Messlänge 25 cm)

Fig. 48: Betonstauchungen beim mittleren Auflager (Deformeter 10 cm)

Fig. 49: Betonstauchungen beim mittleren Auflager (Gages 6 cm)

Fig. 50: Verlauf der Betonstauchungen beim mittleren Auflager

Fig. 51: Zunahme der Betonstauchungen (10 cm Deformeter) mit fortschreitender Rotation beim mittleren Auflager

Fig. 52: Verformungen der Zugzone über dem mittleren Auflager

Fig. 53: Dehnungsverlauf über Querschnitte bei der Mittelstütze der Balken A1 und A3

Fig. 54: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens A1

Fig. 55: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens A2

Fig. 56: Rissgepl. 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens A3

Fig. 57: Rissgepl. 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens A4

Fig. 56: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens A5

Abb. 1: Versuchseinrichtung

Abb. 2: Riss- und Bruchbilder der Balken Serie A

Abb. 3: Plastisches Gelenk bei vorherrschender Biegebeanspruchung

Abb. 4: Plastisches Gelenk bei kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung

ANHANG

Zur Versuchsplanung

In Abschnitt "1.2 Versuchsplanung", wurde kurz erläutert, wie - unter bestimmten Voraussetzungen - mit verschiedenen Versuchsanordnungen (Fig. 1) gewisse Bereiche $\mu, \tau_{\max}$ erfasst werden können (Fig. 2). Hier sollen noch die theoretischen Beziehungen sowie weitere Ueberlegungen angegeben werden, welche zur Darstellung Fig. 2 und allgemein zur Versuchsplanung dienen. Dabei werden die Definitionen und Annahmen zugrunde gelegt, welche in Abschnitt 2.3 in Anwendung auf die Versuchsbalken wiedergegeben sind.

An einem nach Fig. 1a mit einer Einzellast belasteten Balken beträgt die Traglast

$$P_p = \frac{M_p}{l} \cdot \frac{1}{\kappa(1-\kappa)} \quad . \quad (54)$$

Nach Fig. 9, jedoch unter Vernachlässigung der Druckarmierung, wird

$$M_p = \sigma_f b h^2 \left(\mu - \mu^2 \cdot \frac{\sigma_f}{2\beta} \right) \quad , \quad (55)$$

und somit

$$\tau = \frac{h}{l} \cdot \frac{\sigma_f}{\kappa} \left(\mu - \mu^2 \cdot \frac{\sigma_f}{2\beta} \right) \quad . \quad (56)$$

Mit $1/3 < \kappa < 1/2$ kann im μ, τ - Koordinatensystem der Fig. 2 der zwischen den beiden gestrichelten Kurven liegende Bereich erfasst werden.

Für zwei symmetrisch angeordnete Einzellasten ist der entsprechende Bereich für $\tau_{\max}$ derselbe, doch hat diese Lastanordnung gegenüber derjenigen mit nur einer Einzellast den Vorteil, dass auch der Sonderfall $\tau = 0$ (zwischen den Lasten) erfasst werden kann.

Für einen symmetrischen Zweifeldträger mit einer symmetrisch angeordneten Einzellast nach Fig. 1b wird mit $\lambda = M_{pF}/M_{pS}$ die Traglast

$$P_p = \frac{M_{pS}}{l} \frac{(\lambda + \kappa)}{\kappa(1 - \kappa)} \quad . \quad (57)$$

Die maximale Schubbeanspruchung tritt zwischen den Schnitten I und II auf. Es ergibt sich dafür mit M_{pS} nach (55)

$$\tau_{I-II} = \frac{h}{l} \frac{(1 + \lambda)}{(1 - \mu)} \cdot \sigma_{fS} \left(\mu_S - \mu_S^2 \cdot \frac{\sigma_f}{2\beta} \right) \quad . \quad (58)$$

Diese Gleichung wurde für $\kappa = 1/3$, $\lambda = 0,15$ sowie für $\kappa = 2/3$, $\lambda = 1,0$ in Fig. 2 aufgetragen. Der mit dieser Versuchsanordnung erfassbare Bereich ist recht gross und es sind insbesondere auch Versuche mit ziemlich hohem Schub möglich.

Für den Umlagerungsfaktor $\alpha = P_p/P_f$ ergeben sich verschiedene Ausdrücke, je nachdem ob bei zunehmender Belastung M_p zuerst in I oder II erreicht wird. Die Grenze zwischen den beiden Fällen gibt die Gleichung

$$\lambda_{el} = \frac{2}{1 + \kappa} - \kappa \quad . \quad (59)$$

Somit wird für:

$$\lambda \leq \lambda_{el}: \quad \alpha = \frac{(\lambda + \kappa)}{2\lambda} \cdot (2 - \kappa - \kappa^2) \quad , \quad (60)$$

$$\lambda \geq \lambda_{el}: \quad \alpha = \frac{(\lambda + \kappa)}{2} \cdot (1 + \kappa) \quad . \quad (61)$$

Die Bereichsgrenzen der Versuchsbalken nach Fig. 1c für μ_S , $\tau_{max} = \tau_{II-III}$ unterscheiden sich je nach Mechanismus resp. der Grösse von λ (siehe 2.32). Die Gleichungen lauten:

Mechanismus I ($\lambda \leq 0,5$):

$$\tau_{II-III} = \sigma_{fS} \frac{3h}{5l} \cdot (4 + 7\lambda) \cdot \left(\mu_S - \mu^2 \cdot \frac{\sigma_{fS}}{2\beta} \right) \quad . \quad (62)$$

Mechanismus II ($\lambda \leq 0,5$):

$$\tau_{II-III} = \sigma_{fS} \frac{3h}{l} (1 + \lambda) \cdot (\mu_S - \mu_S^2 \cdot \frac{\sigma_{fS}}{2\beta}) \quad . \quad (63)$$

In Fig. 2 wurde Gleichung (62) für $\lambda = 0,15$ und $\lambda = \lambda_{el} = 0,456$, Gleichung (63) für $\lambda = 1,0$ eingetragen. Die entsprechenden Werte α ergaben sich aus (22).

Bei dieser Versuchsanordnung fällt die Bereichsgrenze rechts mit derjenigen des symmetrischen Zweifeldträgers mit einer symmetrisch angeordneten Einzellast zusammen. Die bei den Versuchsbalken angewandte Belastung hat jedoch den Vorteil, dass zwischen den Schnitten I und II eine Zone praktisch reiner Biegung, d.h. geringer Schubbeanspruchung entsteht. Ausserdem entspricht die Momentenfläche, wie aus Fig. 7 hervorgeht, ungefähr derjenigen aus gleichmässig verteilter Belastung.

Leer - Vide - Empty

**Institut für Baustatik
Eidgenössische Technische Hochschule
Zürich**

VERSUCHE ÜBER DAS PLASTISCHE VERHALTEN VON ZWEIFELDRIGEN STAHLBETONBALKEN

SERIE B

**Hugo Bachmann
Bruno Thürlimann**

**Dezember 1965
Bericht Nr. 6203-2**

VORWORT

Dieser Bericht bildet die Fortsetzung der gleichnamigen Veröffentlichung vom Juli 1965 (Serie A). Die Weiterführung des Forschungsprogrammes wurde in grosszügiger Weise durch die nochmalige finanzielle Unterstützung der

von Moos'schen Eisenwerke, Luzern,

ermöglicht. Dafür sprechen die Verfasser ihren verbindlichsten Dank aus.

Der experimentelle Teil der Untersuchungen konnte dank dem Entgegenkommen der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA) in deren Laboratorien durchgeführt werden. Diese Unterstützung möchten die Verfasser ebenfalls bestens verdanken.

Zürich, Dezember 1965

Institut für Baustatik
Eidg. Techn. Hochschule

<u>INHALTSVERZEICHNIS</u>	Seite
1. Einleitung	
1.1 Allgemeines	4
1.2 Versuchsplanung	4
2. Versuchsbalken	6
2.1 Beschreibung	6
2.2 Baustoffe	6
2.3 Rechnerische Werte	7
3. Durchführung der Versuche	10
4. Versuchsergebnisse	11
4.1 Trag- und Bruchverhalten	11
4.11 Bruchlasten	11
4.12 Bruchsicherheiten nach SIA	11
4.13 Bruchlast und Tragverhalten	11
4.2 Momentenverteilung und Momentenumlagerung	18
4.21 Momentenverteilung	18
4.22 Momentenumlagerung	19
4.23 Einfluss von Auflagersenkungen	20
4.3 Schubbeanspruchung	21
4.31 Schubspannungen	21
4.32 Momenten-Schub-Verhältnis	22
4.33 Beanspruchung der Bügel	23
4.34 Übertragung der Querkraft durch Bügel und Biegedruckzone	28
4.4 Durchbiegungen und Biegelinien	29
4.41 Durchbiegungen	29
4.42 Biegelinien	30
4.5 Mittlere Krümmungen und Rotationswinkel	31
4.51 Krümmungsverteilung	31
a) Krümmungen bei der Fließlast	31

	Seite
b) Krümmungen bei der letzten Last- stufe vor dem Bruch.	32
4.52 Rotationswinkel	33
4.6 Verformungen beim mittleren Auflager	34
4.61 Betonverformungen	34
4.62 Verformungen der Zugzone	36
4.63 Dehnungsverlauf über den Querschnitt	37
4.7 Rissverhalten	37
4.71 Risslasten	37
4.72 Rissbilder	38
4.73 Rissbreiten	39
4.8 Verbundverhalten	40
5. Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	41
 Literaturverzeichnis	 45
Bezeichnungen	46
Tabellen	52
Figuren	58
Abbildungen	98

1. EINLEITUNG

1.1 Allgemeines

Die Versuche Serie B an 5 symmetrischen Zweifeldbalken (Fig. 1) wurden 1964 durch das Institut für Baustatik der ETH in der EMPA durchgeführt. Sie bilden die Fortsetzung der in [1] beschriebenen Versuche Serie A. Die dort dargestellten grundsätzlichen Definitionen und Formeln werden auch in diesem Bericht verwendet.

Auf Grund der Versuchsergebnisse der Serie A wurden die Versuche der Serie B so ausgelegt, dass grosse plastische Rotationen bei gleichzeitig hoher Schubbeanspruchung auftreten mussten. Dies wurde durch folgende zwei Massnahmen erreicht:

1. Primäre Rotation bei allen Balken über dem mittleren Auflager.
2. Reduktion der Stegdicke von 18 auf 12 cm.

Im übrigen wurden die Abmessungen der Balken, die Lastanordnung und die Versuchsdurchführung gegenüber den Versuchen der Serie A nicht abgeändert.

1.2 Versuchsplanung

Im Bericht Serie A sind verschiedene Versuchsanordnungen im Hinblick auf die Parameter Längsarmierungsgehalt μ und maximale Schubspannung $\tau_{\max}$ untersucht worden. Die entsprechende Fig. 2 des Berichtes Serie A wurde hier nochmals wiedergegeben. Zusätzlich sind darin noch die rechnerischen Punkte μ_S , $\tau_{\max}$ (μ und $\tau_{\max}$ über bzw. neben dem mittleren Auflager) der Balken Serie B eingetragen worden.

Die Figur zeigt, dass im plastischen Gelenk über der Stütze die Längsarmierungsgehalte μ_s nur 0,79 bis 1,19 % betrugen, also im praktisch vorkommenden Bereich lagen. Um trotzdem relativ grosse Querkräfte Q und bedeutende Umlagerungsfaktoren α (Fig. 6) und Rotationen θ (Fig. 7) zu erreichen, musste die Längsarmierung im Feld teilweise recht kräftig ausgebildet werden. Der Armierungsgehalt variierte dort zwischen 0,79 und 2,04 %. Entsprechend dieser Auslegung der Armierung mussten sich bei allen Balken die ersten plastischen Gelenke über dem mittleren Auflager ausbilden. Dort waren zum Erreichen der theoretischen Traglast grosse plastische Rotationswinkel bei hoher Schubbeanspruchung nötig (Fig. 8 und 9).

Die Schubarmierung wurde wie für die Balken Serie A wiederum nach dem in [1] zitierten Vorschlag bemessen.

Ferner wurden bei allen Balken wieder möglichst viele Grössen konstant gehalten:

- Druckarmierung überall gleich (2 $\emptyset$ 12),
- Längszugarmierung aus Stäben gleichen Durchmessers (18 mm),
- Gleiche Breite von Auflager- und Lastplatten (14 cm).

2. VERSUCHSBALKEN

2.1 Beschreibung

Fig. 1 zeigt die Abmessungen und Armierungen der Balken Serie B.

Die gesamte Armierung bestand aus Torstahl. Die Längsarmierung wurde nach den im Bericht Serie A dargestellten Gesichtspunkten gestaltet. Die in einem Querschnitt vorhandene Bügelarmierung wurde aus 2 Elementen zusammengesetzt. Durch die in Fig. 1 beim Balken B 1, Schnitt 1-1, dargestellte Formgebung konnte eine einwandfreie Verankerung erzielt werden.

Die Betonüberdeckung der Bügel betrug 10 bis 12 mm je nach $\emptyset$, diejenige der Längsarmierung etwa 22 mm.

An die Schalung der Balken Serie A wurden zwei 3 cm dicke Bretter mit schrägen Kanten eingeklebt. Dadurch konnte der gewünschte Querschnitt sehr masshaltig erzielt werden (maximale Abweichungen ± 3 mm).

Das Betonieren und Ausschalen sowie die Lagerung bis zum Versuch wurde wie bei der Serie A durchgeführt.

2.2 Baustoffe

Die Spannungs-Dehnungs-Diagramme der als Armierung verwendeten Torstähle zeigt Fig. 3. Sie wurden in derselben Art und Weise wie bei Serie A ermittelt. Tabelle 1 enthält die physikalischen Eigenschaften der Probestäbe. Die Streckgrenze und die Zugfestigkeit liegen durchwegs und insbesondere bei den Stäben $\emptyset 8$ und $\emptyset 10$ höher als bei den Stählen der Serie A. Hingegen war die am Probestab gemessene Gleichmassdehnung im

Mittel etwas geringer. Die Abweichungen zu den aus λ_5 und λ_{10} gerechneten Werten treten hier ebenfalls auf.

Beim Beton wurde gegenüber der Serie A bei den Zuschlagstoffen der Feinkornanteil etwas vergrößert (Tabelle 2). Zusätzlich wurde etwas mehr Wasser zugegeben, um eine einwandfreie Oberfläche der Balken zu erzielen.

Der verwendete normale Portlandzement wies nach 28 Tagen eine Normenmörtelfestigkeit von 573 kg/cm^2 auf.

Anzahl, Abmessungen und Lagerung der Probekörper zur Ermittlung der Festigkeitswerte des Betons entsprechen denjenigen von Serie A. Die Prüfungsergebnisse sind in Tabelle 3 aufgeführt. Die Mittelwerte der Würfel- und Prismen- Festigkeiten liegen etwa 10 % tiefer als bei den Balken Serie A.

Spannungs-Dehnungs-Diagramme wurden vom Beton der Serie B keine ermittelt. Aufgrund der relativ kleinen Unterschiede in der Zusammensetzung und bei den Festigkeitswerten gegenüber der Serie A darf jedoch angenommen werden, dass die im Bericht Serie A hergeleiteten Ansätze auch hier Gültigkeit haben. Mit $\beta = 340 \text{ kg/cm}^2$ ergibt sich aus (2) respektive (3) *):

$$\begin{aligned} E_b &= 403'000 \text{ kg/cm}^2, \\ \epsilon_u &= 1,81 \text{ ‰}. \end{aligned}$$

Das entsprechende mittlere Spannungs-Dehnungs-Diagramm nach Gleichung (1), welches für den unarmierten und zentrisch gedrückten Beton Gültigkeit hat, ist in Fig. 4 dargestellt.

2.3 Rechnerische Werte

Die rechnerischen Werte der Versuchsbalken sind in den Ta-

*) Gleichungsnummern beziehen sich auf den Bericht Serie A [1].

bellien 4 und 5 enthalten. Sie wurden nach den im Bericht Serie A gemachten Angaben bestimmt.

Bei der Berechnung der zulässigen Querschnittsmomente nach SIA-Normen Nr. 162 fand die verringerte Stegbreite Berücksichtigung, indem ein Plattenbalkenquerschnitt mit einer mittleren Plattendicke von 9 cm zugrundegelegt wurde *).

Die plastischen Momente wurden wiederum nach den Gleichungen (4) bis (17) berechnet. Nebst $\varepsilon_r = 3\%$ wurden die Festigkeitswerte entsprechend den tatsächlichen Materialeigenschaften eingesetzt:

$$\begin{aligned}\sigma_f &= \sigma_s = 48 \text{ kg/mm}^2 \text{ } (\varnothing 18), \\ \beta &= 340 \text{ kg/cm}^2, \\ E_e &= E_e' = 2,05 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

Für die stärkste Zugarmierung 5 $\varnothing 18$ ergab sich als Abstand der neutralen Axe von der Druckkante der Wert $x = 8,26 \text{ cm}$. Die kleinere Stegdicke hatte also praktisch keinen Einfluss auf die Grösse des plastischen Momentes. Da bei sämtlichen Balken die primäre Rotation über der Stütze, d.h. ein Verhalten nach Mechanismus II zu erwarten war, wurden die Traglasten nach (20) berechnet.

Die Umlagerungsfaktoren α nach (22c) sowie die zum Erreichen der Traglast nötigen, teilweise ausserordentlich grossen Rotationswinkel θ nach (24c) sind in den Fig. 6 und 7 in Abhängigkeit vom Verhältnis $\lambda = M_{pF}/M_{pS}$ dargestellt. Zum Vergleich wurden die entsprechenden Werte der Balken A3, A4 und A5 ebenfalls noch eingetragen (vergl. Fig. 14 und 15 Bericht

*) Eine Abminderung der zulässigen Spannungen für σ_b von 110 auf 100 kg/cm² respektive für σ_e von 20 auf 18 kg/mm² wurde jedoch nicht vorgenommen. Der Einfluss der Stegverringerng ist sehr klein; ausserdem sollte der Vergleich mit den entsprechenden Werten der Serie A nicht unnötig erschwert werden.

Serie A). Man erkennt daraus, wie insbesondere bei den Balken B3, B4 und B5 die Verteilung der Längsarmierung auf Feld- und Stützenquerschnitte extrem verschieden von derjenigen nach Elastizitätstheorie war.

Aus Fig. 8 ist die Veränderung der Schubbeanspruchung links und rechts des mittleren Auflagers, τ_{II-III} , im Laufe der Rotation θ ersichtlich, wohingegen Fig. 9 die Rotation θ in Verbindung bringt mit dem Längsarmierungsgehalt μ des betreffenden plastischen Gelenkes.

Fig. 5 zeigt das Momenten-Schub-Verhältnis M/Qh in den Schnitten II und III (vergl. Fig. 1a) respektive dessen teilweise erhebliche Veränderung im Verlaufe der Momentenumlagerung.

Die rechnerischen Werte aus Soll-Grössen (Tabelle 5) wurden vorgängig der Versuche berechnet mit

$$\begin{aligned}\sigma_f &= \sigma_f' = 45 \text{ kg/mm}^2, E_e = E_e' = 2,10 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2, \\ \beta_w &= 300 \text{ kg/cm}^2, \beta = 0,8 \cdot \beta_w = 240 \text{ kg/cm}^2, \varepsilon_r = 3,0 \text{ ‰}.\end{aligned}$$

Sie dienten wiederum zur Festlegung von Belastungsstufen sowie zur Bemessung der Schubarmierung. Diese erfolgte nach genau denselben Grundsätzen wie im Bericht Serie A. Für den Balkenabschnitt II-III sind die wichtigsten Grössen in Tabelle 6 aufgeführt.

3. DURCHFUEHRUNG DER VERSUCHE

Die Versuchseinrichtung ist bereits im Bericht Serie A beschrieben worden. Daran wurden folgende Verbesserungen vorgenommen:

1. Die zur Aufhängung der beiden Endauflager verwendeten Stahlwellen wurden am oberen und unteren Ende mit Kreuzgelenken versehen. Dadurch war eine einwandfreie zentrische Beanspruchung der Stahlwellen gewährleistet.
2. Durch eine seitliche Führung der Auflagerjoche sollte ein Ausweichen der Balkenenden aus der Ebene des Prüfrahmens vermieden werden.

Die Montage und Prüfung der Balken wurde nach dem für die Serie A eingehaltenen Verfahren durchgeführt. Das angewandte Belastungsschema ist generell im Bericht Serie A, Fig. 18 und 19, dargestellt.

Die Anordnung der Messinstrumente nach Fig. 10 entspricht derjenigen von Serie A. Es wurden jedoch Dehnungsmessungen an je 6 Bügeln links und rechts des mittleren Auflagers durchgeführt (gegenüber je 3 in Serie A). Weiter waren die Kontrolluhren für die Durchbiegungen an den Stellen der theoretischen Feldgelenke 8 und 16 angeordnet (statt 4 und 20 in Serie A).

Die beiden äusseren Auflagerkräfte differierten dank der Kreuzgelenke sowie der gleichmässigen Verteilung von 8 aktiven Dehnungsmessstreifen auf dem Umfang der Stahlwellen nur noch sehr geringfügig. Die Unterschiede betrugen im allgemeinen weniger als 0,5 %, im Extremfall 1 %. Für die Auswertung wurde wiederum vom Mittel ausgegangen.

4. VERSUCHSRESULTATE

4.1 Trag- und Bruchverhalten

4.1.1 Bruchlasten

In Tabelle 7 sind die am Anfang der letzten sowie am Ende der zweitletzten Laststufe festgestellten Lasten (P_{uA} , P_{uE}) aufgeführt. Der Vergleich mit den theoretischen Traglasten P_p (siehe auch Fig. 11) zeigt, dass letztere nicht überall erreicht wurden. Bei den Balken B3 und B5 betrugen die Maximallasten nur 94 % respektive 85 % der theoretischen Traglast. Infolge unelastischer Bügeldehnungen trat ein vorzeitiger Schubbruch ein. Somit konnte sich die zum Erreichen der Traglast notwendige Momentenumlagerung nicht einstellen.

4.1.2 Bruchsicherheiten nach SIA

Aus Tabelle 7 sowie Fig. 12 sind die Bruchsicherheiten gemäss SIA-Normen Nr. 162 ersichtlich. Es ergeben sich Koeffizienten $P_u/P_{zul\ SIA}$ zwischen 3,4 und 5,9 für die Anfangslast P_{uA} sowie solche zwischen 3,1 und 5,3 für die Endlast P_{uE} .

4.1.3 Bruchlast und Tragverhalten

Die Riss- und Bruchbilder der 5 Balken Serie B zeigt Abb. 1.

Die Unterschiede zwischen den einzelnen Balken im Trag- und Bruchverhalten waren relativ gering. Insbesondere war der Bruchvorgang sehr ähnlich. Bei sämtlichen Balken erfolgte der Bruch unmittelbar neben dem mittleren Auflager, d.h. im plastischen Gelenk während der Rotation bei hoher bis sehr hoher Schubbeanspruchung (vergl. Fig. 21 und Tabelle 13).

Der Bruchvorgang wurde eingeleitet durch plastische Verformungen der Bügel. Sobald in einem oder mehreren Bügeln die Proportionalitätsgrenze wesentlich überschritten war ($\epsilon_{\text{plast}} = 0,5 + 1,0 \text{ ‰}$), vergrösserten sich die Stegdeformationen erheblich. Es traten beträchtliche Schiebungen und Lockerungen des Betongefüges auf. Der durch die Gelenkrotation schon stark zerrissene Beton erlitt örtlich hohe Beanspruchungen. Insbesondere zeigten sich bei allen Balken in der flachsten Druckdiagonalen über dem am stärksten geneigten Biegeschubriss Anzeichen der beginnenden Zerstörung. In der unteren Balkenhälfte beim Uebergang Steg-Druckflansch begannen sich an der Balkenoberfläche Betonschichten abzulösen (Abb. 3). Gleichzeitig führten die erhöhten Stegdeformationen auch zu grösseren Verformungen der Biegedruckzone neben der Auflagerplatte. Dort lösten sich über die ganze Balkenbreite Betonlamellen von bis zu 1 cm Dicke und 2 bis 3 cm Länge ab. Dadurch wurde die Schubtragfähigkeit der Druckzone allmählich reduziert (vergl. Fig. 23 bis 31). Die entsprechend erhöhten Bügelbeanspruchungen hatten wiederum vergrösserte Stegdeformationen zur Folge, usw.. Die örtlich hohen Beanspruchungen des Stegbetons durch Schiebung und schiefen Druck führten schliesslich zum Bruch bei gleichzeitigem Abscheren der Biegedruckzone (Abb. 4).

Der Bruch erfolgte stets auf derjenigen Seite des Auflagers, wo sich der meistbeanspruchte Bügel befand (vergl. Fig. 23 und 24). In Tabelle 9 sind die Spannungen $\sigma_{B \text{ max}}$ und die Dehnungen $\epsilon_{B \text{ max}}$ dieser Bügel bei der Laststufe vor dem Bruch aufgeführt. Ebenfalls eingetragen sind die der Proportionalitäts- und der Streckgrenze entsprechenden Werte σ_p , σ_s und ϵ_p , ϵ_s aus den Spannungs-Dehnungs-Diagrammen der Bügelstäbe (Tab. 1). Der Vergleich der maximalen Beanspruchungen der Bügel mit deren physikalischen Eigenschaften zeigt eindrücklich den Zusammenhang zwischen den plastischen Bügelverformungen und dem Bruchereignis.

Im folgenden wird das allgemeine Trag- und Bruchverhalten der Balken beschrieben. Zur Orientierung dienen Tabelle 8, worin sämtliche Laststufen mit den entsprechenden Momenten aufgeführt sind, sowie die Durchbiegungskurven Fig. 32 und 33.

Balken B1

Die Verformungen des Balkens B1 blieben symmetrisch bis zur Fließlast P_f , als über dem mittleren Auflager das erste plastische Gelenk sich auszubilden begann. Unter Laststufe 13 wurde in dem am höchsten beanspruchten Bügel Nr. 5 die Proportionalitätsgrenze überschritten (Fig. 23 und 26). Bei der folgenden Laststufe wurden die ersten geringen Anzeichen einer Betonrandstauchung neben der Auflagerplatte festgestellt, indem dort 2 bis 3 mm lange und ca. 1 mm dicke Betonlamellen absplitterten. Bei Laststufe 15 zeigten sich in der ganzen Biegedruckzone auch kleine Schrägrisse, die fast parallel zum Druckrand verliefen (Fig. 45). Durch eine geringe weitere Laststeigerung nahmen dann die Durchbiegungen und damit die Rotationen nochmals erheblich zu. Unter Laststufe 16 hatte sich als Folge der plastischen Bügeldeformationen die Unterkante der Biegedruckzone neben der Auflagerplatte um ca. 2 mm abgesenkt. Auch in der schiefen Druckstrebe zeigten sich an der unteren Wurzel des Steges deutliche Anzeichen einer Zerstörung des Betongefüges. Von hier ging schliesslich auch der eigentliche Bruch des Balkens aus (Abb. 2).

Nach dem Bruch wurde der Balken B1 unter der Bruchstelle, d.h. ca. 15 cm neben der vorherigen Auflagerlinie, unterstellt und anschliessend nochmals belastet. Dabei stellte sich im plastischen Gelenk bei der Last $3P/4$ noch eine ganz erhebliche plastische Rotation ein. Die Schubbeanspruchung in diesem Gelenk war geringer als im vorangegangenen Hauptversuch, sodass

die Beanspruchung der Bügel im elastischen Bereich blieb. Während der Rotation verbreiterten sich u.a. auch zwei ca. unter 45° geneigte Biegeschubrisse ganz erheblich. Die Enden dieser in Abb. 2 von links unten nach rechts oben laufenden Risse lagen nicht unter der linken sondern unter der rechten Seite der Lastplatte. Am dortigen Druckrand lösten sich schliesslich kleinere Betonlamellen, ohne dass dadurch die Funktionstüchtigkeit der Biegedruckzone beeinträchtigt wurde.

In diesem in Bezug auf die Krafteinleitungsstelle unsymmetrisch ausgebildeten Gelenk war nur auf der einen Seite eine erhebliche Schubbeanspruchung vorhanden, während auf der andern Seite die Momentenlinie viel weniger stark geneigt war. Es ist nun bemerkenswert, dass auch in einem solchen Gelenk die plastischen Verformungen nicht nur unmittelbar im Bereiche der Krafteinleitung, sondern im ganzen Bereich der Biegeschubrisse stattfanden. Eine derartige Ausdehnung der Zone mit grossen plastischen Verformungen entsteht somit nicht nur in symmetrischen Gelenken mit beidseitig erheblicher Schubbeanspruchung. Sie stellt sich auch bei Gelenken mit nur einseitig bedeutender Schubbeanspruchung ein.

Balken B2

Beim Balken B2 wurde erstmals bei Laststufe 13 im Bügel Nr. 8 die Proportionalitätsgrenze überschritten. Bereits bei Laststufe 12 waren jedoch im oberen Flansch im Bereich 12-16 kurze und flach verlaufende einzelne Risse aufgetreten, die sich in der Folge noch vermehrten (Fig. 46). Diese Risse rührten von der leichten Verdrehung des Balkens her, die als Folge einer ungewollten geringen Schrägstellung der benachbarten Presse entstanden war. Das entsprechende Torsionsmoment bewirkte ausserdem eine stärkere Beanspruchung insbesondere der Bügel

Nr. 11 und 12 (Fig. 23). Bei Laststufe 15 wurden sowohl im Steg wie auch an der Unterkante der Biegedruckzone neben der Auflagerplatte Anzeichen von Betonstauchungen beobachtet. Durch eine leichte Erhöhung der Last auf Laststufe 16 konnte jedoch nochmals eine erhebliche Steigerung der Verformungen erreicht werden. In Abb. 3 ist an der Wurzel des Steges in der etwas flacher als 45° geneigten äussersten Druckstrebe die beginnende Zerstörung des Betons deutlich zu erkennen. Dort führte schliesslich der schiefe Druck zusammen mit den Verformungen infolge Rotation und vor allem infolge Schiebung, verursacht durch plastische Bügeldehnungen, zum Bruch.

Interessant ist ein Vergleich der Versuchsergebnisse des Balkens B2 mit denjenigen des Balkens A5. Beide Balken wiesen sowohl in den Feldern wie über der Stütze die Längsarmierung 3 $\emptyset$ 18 auf. In Tabelle 10 sind einige Merkmale sowie Prüfergebnisse der beiden Balken einander gegenübergestellt.

Trotz den etwas grösseren plastischen Momenten wurden beim Balken B2 geringere Bruchlasten erzielt als beim Balken A5. Ebenso sind die maximalen Durchbiegungen $\delta_{\max}$ und Rotationswinkel $\theta_{\max S}$ recht verschieden. Die Ursachen dieser Abweichungen dürften einmal darin bestehen, dass der dünnere Steg von B2 durch den Vorgang der Rotation stärker verformt wurde als derjenige von A5. Vor allem jedoch erlitt beim Balken B2 die Bügelarmierung relativ frühzeitig plastische Verformungen ($\sigma_p/\sigma_s = 0,77$ gegenüber $\sigma_p/\sigma_s = 0,86$ bei A5). Dadurch waren die Rissebildung und damit auch die örtlichen Beanspruchungen in der flachsten Druckdiagonalen und in der Biegedruckzone ausgeprägter. Auch mag die erwähnte Torsionsbeanspruchung des Balkens B2 zu dem gegenüber A5 früheren Bruch beigetragen haben.

Balken B3

Der zum Erreichen der Traglast theoretisch erforderliche

Rotationswinkel ($I = \text{konstant}$) betrug beim Balken B3 etwa das Doppelte des Winkels für den Balken B2 (Fig. 7). Die entsprechende rechnerische Schubspannung war $\tau = 70 \text{ kg/cm}^2$ (Fig. 8). Bei der Laststufe vor dem Bruch hatte die Schubspannung τ jedoch erst den Wert 58 kg/cm^2 erreicht, die Bruchlast P_{uE} betrug nur 79 % der theoretischen Traglast.

Das vorzeitige Versagen kündigte sich bereits bei Laststufe 14 an, als die Bügel Nr. 4 und 5 über die Proportionalitätsgrenze hinaus beansprucht wurden. Dies war bei einer noch relativ geringen Querkraft der Fall, da das Verhältnis σ_p/σ_s der Bügelstäbe $\emptyset 10$ nur 0,71 betrug (Tabelle 9). Entsprechend waren auch die Rissbreiten im Steg bedeutend grösser als am Zugrand (Fig. 47). Bei Laststufe 15 wurde dann vor allem der Bügel Nr. 4 stark gedehnt (Fig. 24). Die entsprechend vergrößerten Schubverformungen führten sowohl im Steg wie am Rande der Biegedruckzone neben der Auflagerplatte zu ersten Absplitterungen des Betons. Nach weiterer Lasterhöhung erfolgte der Bruch bei Laststufe 16 unter $P_{uA} = 41,2 \text{ t}$ ziemlich plötzlich. Abb. 4 zeigt die starke Aufsplitterung des Betons infolge der hohen schiefen Druckbeanspruchung und der Schubdeformationen.

Balken B4

Während bei den Balken B1, B2 und B3 im plastischen Gelenk über der Stütze als Längsarmierung stets 3 $\emptyset 18$ ($\mu = 1,19 \%$) vorhanden waren, wies der Balken B4 dort nur 2 $\emptyset 18$ ($\mu = 0,79 \%$) auf. Gegenüber dem Balken B3 war der Balken B4 auch im Feld etwas schwächer armiert (4 $\emptyset 18$ anstatt 5 $\emptyset 18$). Dies hatte eine geringere Schubbeanspruchung zur Folge, hingegen war der zum Erreichen der Traglast notwendige Rotationswinkel beträchtlich (Fig. 8 und 9).

Die Rotation im plastischen Gelenk erfolgte auch bei diesem Balken solange ohne Anzeichen einer Betonzerstörung, als die

Beanspruchung der Bügel im elastischen Bereich blieb. Bei Laststufe 14 wurde im Bügel Nr. 7 die Proportionalitätsgrenze knapp erreicht. Unterhalb der Messstrecke dieses Bügels, d.h. in der schiefen Druckstrebe beim Uebergang Steg-Flansch, wurden dann bei der folgenden Laststufe erste oberflächliche Betonabsplitterungen festgestellt. Neben der Auflagerplatte waren erst bei Laststufe 16 Ablösungen von Betonlamellen sichtbar. Hingegen war das untere Ende der erwähnten Druckstrebe schon von vielen Rissen durchzogen (Abb. 5). Von diesem Bereich ging dann auch der eigentliche Bruch aus, bei dem grössere Teile des Steges herausbrachen.

Balken B5

Verglichen mit dem Balken B4 wies der Balken B5 über der Stütze dieselbe Längsarmierung ($2 \varnothing 18$) auf, in den Feldern hingegen waren anstelle von $4 \varnothing 18$ nun $5 \varnothing 18$ eingelegt. Zum Erreichen der theoretischen Traglast wäre im plastischen Gelenk über der Stütze eine ausserordentlich grosse Rotation bei hoher Schubbeanspruchung nötig gewesen (Fig. 8 und 9).

Vom Beginn der Belastung an erlitt der Bügel Nr. 7 eine wesentlich höhere Beanspruchung als die übrigen Bügel (Fig. 27). Dies hängt mit der Rissebildung und der Anordnung der Bügel zusammen. Der Bügelabstand betrug $t = 12 \text{ cm}$, also nur wenig mehr als $h/3$. In Abb. 6 erkennt man, dass im Haupt-Biegeschubriss, in dem der Bruch erfolgte, nur 2 Bügel (Nr. 7 und 8) lagen. Der Bügel Nr. 7 wurde dadurch überbelastet. Ausserdem hatte er vom Rand der Auflagerplatte einen relativ grossen Abstand (11 cm), sodass die Biegedruckzone beim Auftreten grösserer Stegverformungen weniger Widerstand gegen Abscheren leisten konnte. Der Bruch trat daher bereits nach relativ kleinen plastischen Verformungen des meistbeanspruchten Bügels Nr. 7 ein (Tabelle 9).

Diese konstruktiven Einzelheiten erklären die Tatsache, dass der Balken B5 eine kleinere Bruchlast mit geringeren Balkenverformungen aufwies als der Balken B4, obschon er sowohl eine grössere Feldarmierung wie auch - rein rechnerisch, d.h. auf die Streckgrenze bezogen - eine stärkere Schubarmierung besass. In Tabelle 11 sind einige Merkmale sowie Prüfergebnisse der beiden Balken einander gegenübergestellt. Man erkennt daraus die Bedeutung einer engen Bügelteilung in einem durch Schub und Rotation hoch beanspruchten plastischen Gelenk.

4.2 Momentenverteilung und Momentenumlagerung

4.21 Momentenverteilung

In den Fig. 13 und 14 sind die Momentenlinien für die 5 Versuchsbalken unter den Lasten $P_{zul\ SIA}$, P_f und P_{uE} aufgetragen. Die dünnen Linien entsprechen den rechnerischen Werten nach der Elastizitätstheorie ($P_{zul\ SIA}$, P_f) mit $I = \text{konstant}$, respektive der Plastizitätstheorie (P_{uE}). Die dick ausgezogenen Linien stellen die gemessenen Werte dar (teilweise zwischen Laststufen interpoliert).

Bereits bei $P_{zul\ SIA}$ machten sich die Steifigkeitsunterschiede zwischen Feld- und Stützenbereich bemerkbar, indem insbesondere bei den im Feld stärker armierten Balken B3, B4 und B5 die Stützenmomente kleiner, die Feldmomente jedoch grösser waren als die rechnerischen Werte. Diese Abweichungen sind bei P_f noch bedeutend ausgeprägter. Unter dieser Last war die Rissebildung bereits sehr fortgeschritten, d.h. über weite Bereiche der Balken war ungefähr die Biegesteifigkeit des gerissenen Querschnittes wirksam. Zudem trugen die nun eingetragenen starken Schubverformungen neben der mittleren Stütze ebenfalls zu den festgestellten Abweichungen bei. An der Stelle

des ersten Gelenkes wurden daher unter der rechnerischen Fliesslust P_f die plastischen Momente noch nicht erreicht.

Unter P_{uE} hingegen stimmen die effektiven Momentenverteilungen durchwegs wieder erstaunlich gut mit den theoretischen überein. Das bedeutet, dass unter diesen Belastungen, welche 73 bis 97 % der theoretischen Traglasten P_p betrugen, die Momentenverteilung praktisch nicht mehr durch die Biegesteifigkeit der Balken beeinflusst war.

4.22 Momentenumlagerung

Zur Veranschaulichung der Momentenumlagerung sind in den Fig. 15 bis 17 die Verhältnisse der Momente M/M_p an den Stellen der beiden plastischen Gelenke mit zunehmender Belastung P_E/P_p dargestellt. Die soeben angeführten Einflüsse der unterschiedlichen Steifigkeit von Feld- und Stützenquerschnitten sowie der Schubdeformationen auf die Momentenverteilung sind hier noch deutlicher zu erkennen durch den Vergleich mit den theoretischen Werten. Die gestrichelten Linien stellen den Verlauf der M/M_p für $I = \text{konstant}$ dar. Die strichpunktierten Linien hingegen wurden errechnet mit den Steifigkeiten im Rissezustand nach Stahlbetontheorie gemäss den Gleichungen (48) und (49) ohne Berücksichtigung von Querkraftswirkungen. Aus Tabelle 12 sind die Verhältnisse der Trägheitsmomente I_n in Stützen- und Feldquerschnitt ersichtlich. Ferner sind dort die entsprechenden Fliesslustlasten P_{fn} aufgeführt.

Bei noch relativ geringer Belastung stimmen die effektiven Momente mit den für $I = \text{konstant}$ gerechneten ungefähr überein. Bald zeichnet sich jedoch eine gewisse Momentenumlagerung ab, da durch die fortschreitende Bildung von Biegerissen die Steifigkeitsverhältnisse laufend verändert wurden. Zwischen $P_{fn}/P_p = 0,2$ und $P_{fn}/P_p = 0,4$ stimmt die Momentenverteilung mit derjenigen überein, welche mit den Steifigkeiten des

Rissezustandes berechnet wurde.

Anschliessend nimmt die Momentenumlagerung weiter zu, indem die Stützenmomente durchwegs kleiner, respektive die Feldmomente grösser sind als die theoretischen des Rissezustandes. Diese Abweichungen, welche sich mit wachsenden P/P_p respektive M/M_p verstärken, sind vor allem auf den zunehmenden Einfluss der Schubverformungen in den Balkenabschnitten 0 - I und II - III zurückzuführen. Wären die Schubverformungen in diesen beiden Abschnitten genau dieselben gewesen, so hätten sie allerdings keinen Einfluss auf die Momentenverteilung gehabt. Die "Schubsteifigkeit" von Stahlbetonbalken hängt jedoch sehr stark von der Höhe der Querkraftbeanspruchung (Q , respektive τ) sowie von der gleichzeitig wirkenden Momentenbeanspruchung ab. Bei den Versuchsbalken der Serie B waren die Schubverformungen neben dem mittleren Auflager wesentlich grösser als bei den Endauflagern. Dies bewirkte zwischen $P_{fn}/P_p \approx 0,3$ und $P_{fn}/P_p \approx 0,75$ die festgestellte zusätzliche Momentenumlagerung.

Oberhalb von $P_{fn}/P_p \approx 0,75$ verstärkt sich die Tendenz zur Momentenumlagerung beträchtlich. Die Längsarmierung über der Stütze war über die Proportionalitätsgrenze hinaus beansprucht, was zu einer weiteren Reduktion der dortigen Biegesteifigkeit führte. Schliesslich zeigt sich eindeutig die Tendenz zur plastischen Momentenumlagerung entsprechend der Plastizitätstheorie.

4.23 Einfluss von Auflagersenkungen

Die Momentenverteilung wurde noch unwesentlich durch geringe Senkungen vor allem der beiden äusseren Auflager beeinflusst. Mit zunehmender Belastung wurde dort die Aufhängevorrichtung (Stahlwellen, Kreuzgelenke, usw.) verlängert. Auch spielte bei allen Lagern die Zusammendrückung der Mörtelschicht eine Rolle. Aus den Beobachtungen wurde im Mittel folgende lineare Ab-

hängigkeit festgestellt

$$\text{Endauflager: } \delta_0^{(\text{mm})} = \delta_{24}^{(\text{mm})} = \delta_{0,24}^{(\text{mm})} = 0,235 \cdot A_{0,24}^{(\text{t})}$$

$$\text{Zwischenaufleger: } \delta_{12}^{(\text{mm})} = 0,009 \cdot A_{12}^{(\text{t})}$$

Daraus können nun nach der Elastizitätstheorie die Veränderungen des Momentes über dem Zwischenaufleger infolge der Auflagersenkungen abgeschätzt werden:

$$\Delta M_{\text{III}}^{(\text{mt})} = -\gamma \cdot \frac{3EI_{\text{nF}}}{l^2} \cdot (\delta_{0,24} - \delta_{12})$$

Der Koeffizient γ (Tabelle 12) stellt den Einfluss des unterschiedlichen Trägheitsmomentes im Rissezustand nach Stahlbetontheorie über der Stütze und im Felde dar. Der Uebergang zwischen den beiden Steifigkeiten entspricht dem Nullpunkt in der Momentenfläche infolge der äusseren Belastung P , wie sie sich bei der Berechnung von P_{fn} ergeben hatte (Iteration). Fig. 19 zeigt den für ΔM_{III} massgebenden Unterschied der Senkungen ($\delta_{0,24} - \delta_{12}$) in Abhängigkeit von der Belastung P_E . In Fig. 20 sind die daraus berechneten Veränderungen der Momente M_{III} und M_{II} aufgetragen, bezogen auf die entsprechenden plastischen Momente.

In den Momentendiagrammen der Fig. 15 bis 17 ist der Einfluss dieser Stützensenkungen bei der Berechnung der theoretischen Werte nach der Elastizitätstheorie nicht berücksichtigt worden, da die Abweichungen, wie gezeigt, sehr gering und nur im elastischen Bereich zwischen etwa $P_{\text{fn}}/P_p = 0,3$ bis $P_{\text{fn}}/P_p = 0,75$ von Bedeutung sind.

4.3 Schubbeanspruchung

4.31 Schubspannungen

Fig. 21 zeigt den Verlauf der nominellen Schubspannungen im Bereich II - III mit zunehmender Belastung. Die nicht ausge-

füllten Kreise bedeuten die unter der Last P_{uE} vorhandenen Schubspannungen. Die Maximallast P_{uA} (ausgefüllte Kreise) wurde durch Extrapolation geschätzt, da für diese Laststufe die Endreaktionen nicht gemessen und somit der genaue Schnittkraftverlauf für Momente und Querkräfte nicht aus Messresultaten errechnet werden konnte. In Tabelle 13 sind die maximalen Schubspannungen des Versuches sowie die entsprechenden rechnerischen Werte (unter P_p^* und P_p) aufgeführt.

Von Interesse ist auch die Grösse der Schubspannungen bzw. der schiefen Hauptzugspannungen, welche beim Auftreten der ersten eigentlichen Schubrisse im Steg vorhanden waren (vergleiche Abschnitt 4.72, Bericht Serie A). Die eigentlichen Schubrisse können auch Diagonalrisse genannt werden. In Tabelle 14 sind die Schubspannungen aufgeführt bei der Laststufe, bevor solche Risse erstmals beobachtet wurden. Der Mittelwert liegt bei $27,5 \text{ kg/cm}^2$. Die entsprechende schiefe Hauptzugspannung in der Schweraxe des Querschnittes von $36,3 \text{ kg/cm}^2$ ist etwas grösser als die Zugfestigkeit des Betons (nach SIA-Normen Nr. 162: ca. $24 + 30 \text{ kg/cm}^2$).

4.32 Momenten- Schub- Verhältnis

Die Abnahme des Momenten-Schub-Verhältnisses über dem Zwischenauflager infolge der Momentenumlagerung geht aus Figur 22 hervor. Deutlich sind auch hier die frühzeitigen Einflüsse der unterschiedlichen Steifigkeiten von Feld- und Stützenquerschnitten zu erkennen. Die unter der Last P_{uE} erreichten Werte sind durchwegs grösser als die theoretischen (Tabelle 13). Bei den Balken B1, B2 und B4, wo etwa die rechnerischen Querkräfte vorhanden waren, rührt der Unterschied hauptsächlich davon her, dass jeweils das Stützenmoment etwas grösser und das Feldmoment etwas kleiner als die entsprechenden plastischen Momente M_p waren. Bei den Balken B3 und B5 hingegen war die Querkraft noch

erheblich geringer als $Q(P_p)$, da beim Bruch der Biegewiderstand im Feld sich noch nicht voll entwickelt hatte.

4.33 Beanspruchung der Bügel

Bei den Balken der Serie B wurden in sämtlichen Laststufen die Dehnungen von je 6 Bügeln beidseits des Zwischenauflagers gemessen. Die Anordnung der Messtellen (Deformeter, Basis 10 cm) geht aus den Figuren 23 und 24 hervor.

In denselben Figuren sind die Dehnungen sowie die entsprechenden, aus den σ - ϵ -Diagrammen (Fig. 3) ermittelten Spannungen in den Bügeln aufgetragen, die bei der Laststufe vor dem Bruch sowie unter der theoretischen Fließlast P_f festgestellt wurden. Infolge der besonderen Wahl der Skalenmassstäbe wird die Spannung und die Dehnung eines Bügels durch denselben Punkt dargestellt, solange die Beanspruchungen im elastischen Bereich blieben. Nach Ueberschreiten der Proportionalitätsgrenze hingegen liegen die Punkte der Dehnungen über denjenigen der zugehörigen Spannungen. Diese Darstellungsart wurde gewählt, da beim Bruchvorgang die Stegdeformationen von wesentlicher Bedeutung waren (vergl. 4.13). Bei den Bügelbeanspruchungen müssen nicht nur die Spannungen sondern auch die Dehnungen und insbesondere der plastische Anteil derselben betrachtet werden.

In Fig. 23 und 24 fällt vorerst auf, dass die maximalen Bügeldehnungen auf derjenigen Seite des Auflagers auftraten, wo der Bruch erfolgte. Der Unterschied zu den übrigen Bügeldehnungen ist vor allem ausgeprägt bei der Laststufe vor dem Bruch, kann jedoch auch unter der Fließlast bereits festgestellt werden. Dies weist eindeutig auf den engen Zusammenhang zwischen den Bügeldehnungen und dem Bruchvorgang hin.

Aus den Figuren 23 und 24 ist im weiteren ersichtlich, dass die Bügel nahe beim Auflager (beidseitig 2 bis 3 Bügel) im allgemei-

nen stärker beansprucht wurden als die übrigen Bügel. Diese Tatsache hängt mit dem Unterschied zwischen Biegeschubbrissen und eigentlichen Schubbrissen zusammen (vergl. [1], Seite 58). Durch Biegeschubbrisse wird das Kräftespiel in einem vorerst homogenen Balken bedeutend stärker verändert als durch eigentliche Schubbrisse. Biegeschubbrisse resultieren u.a. aus grösseren Randdehnungen und wirken wie Kerben, während im Bereich von Diagonalrissen die Randfasern des Querschnittes nur geringe Dehnungen erleiden. Die Rissbreiten auf der Höhe der Balkenaxe sind bei einer bestimmten Laststufe bei den Biegeschubbrissen erheblich grösser als bei den Diagonalrissen, was auch aus den Risseplänen Fig. 45 bis 49 hervorgeht. Dies gilt praktisch für sämtliche Laststufen und ist nicht etwa erst für Lasten $P > P_f$ (plastische Rotation in den Biegeschubbrissen) der Fall. Den grösseren Rissbreiten entsprechen grössere Bügeldehnungen.

Die Abgrenzung zwischen dem Bereich der Biegeschubbrisse ("Biegeschubbereich") und dem Bereich der Diagonalrisse ("Diagonalschubbereich") kann im Stahlbeton jedoch meist nicht eindeutig vorgenommen werden. Der Uebergang ist vielmehr fliessend. Eigentliche Schubbrisse entwickeln sich oft rasch zu Biegeschubbrissen. Bei Spannbetonträgern hingegen kann diese Grenze für eine bestimmte Lastintensität recht gut angegeben werden. Sie ist dort auch von weit grösserer Bedeutung als im Stahlbeton (vergl. [2]). Trotzdem ist es bei den vorliegenden Stahlbetonbalken von Interesse, die festgestellten Bügelbeanspruchungen auch unter dem Gesichtspunkt der erwähnten beiden Bereiche zu betrachten.

Unmittelbar vor dem Bruch betrug beim mittleren Auflager das Momentenschub-Verhältnis $\eta = M/Qh$ zwischen 1,18 und 1,79 (Tabelle 13). Gleichwohl ist für die Auswertung angenommen worden, dass sich der Biegeschubbereich neben Schnitt II und III nur über die Länge h erstrecke (vergl. Fig. 23 und 24). In

Fig. 25 ist der Verlauf der gemittelten Bügelbeanspruchungen innerhalb des Biegeschubbereiches neben dem mittleren Auflager sowie zwischen beiden Biegeschubbereichen mit zunehmender Schubspannung τ dargestellt. Zum Vergleich sind jeweils noch die theoretische Gerade entsprechend der Fachwerkanalogie nach Gleichung (40) sowie die gestrichelte Linie gemäss Ansatz (42) eingetragen worden.

Der Verlauf im Biegeschubbereich stimmt im allgemeinen ungefähr überein mit dem Ansatz (42). Die mittlere Bügelbeanspruchung ausserhalb der Biegeschubbereiche ist hingegen durchwegs geringer. Dies ist der Fall, obwohl bei einigen Balken auch ausserhalb der hier ziemlich willkürlich angenommenen Biegeschubbereiche noch Biegeschubrisse ihren Anfang nahmen. Der Unterschied der mittleren Bügelbeanspruchungen in den beiden Bereichen rührt davon her, dass dort, wo keine wesentlichen Randanrisse vorhanden sind, beide Flanschen sich an der Querkraftsübertragung beteiligen. Dadurch werden die Bügel noch stärker entlastet als im Biegeschubbereich, wo nur die Druckzone einen Anteil der Querkraft übernehmen kann [2].

Der Unterschied zwischen Biegeschubbereich und Diagonalschubbereich besteht somit nicht nur im Spannbeton, sondern - wie die Auswertung der Versuche zeigt - auch im Stahlbeton. Wie bereits dargelegt, ist jedoch die Grenze zwischen den beiden Bereichen im Stahlbeton nicht eindeutig festzulegen. Zudem erstreckt sich der Diagonalschubbereich meist nur über eine relativ kleine Balkenlänge. Die Berücksichtigung dieser Bereiche bei der Bemessung der Schubarmierung ist daher im allgemeinen in schlaff armierten Trägern nicht zu empfehlen. Hingegen kann grundsätzlich festgehalten werden:

In Balkenbereichen, wo ausser der Querkraft noch beträchtliche Biegemomente vorhanden sind, kommt der Schubarmierung eine noch grössere Bedeutung zu als in Bereichen, wo

die Querkraftbeanspruchung vorherrscht. Ein sogenannter "Auflagerabzug" im Schubdiagramm darf daher besonders bei Zwischenstützen von Durchlaufträgern auf keinen Fall vorgenommen werden.

Die Bedeutung des in Fig. 25 eingetragenen Beginns der plastischen Rotation für die Bügelspannungen wird im nächsten Abschnitt erläutert.

In den Figuren 26 und 27 sind die Beanspruchungen der einzelnen Bügel der Balken B1 bis B5 für sämtliche Laststufen festgehalten. Oben sind die Spannungen der Bügel Nr. 1 bis 6, unten diejenigen der Bügel Nr. 7 bis 12 dargestellt. Ausserdem sind wiederum die Geraden gemäss den Ansätzen (40) und (42) eingetragen. Diese Beziehungen waren in [1] verallgemeinernd hergeleitet worden, aus den Grundgleichungen (30), (31) und (37), welche unter verschiedenen Annahmen die unmittelbar vor dem Bruch in einem Balkenabschnitt der Länge h (Biegeschubbereich) wirkenden inneren Kräfte beschreiben.

Mit zunehmender Belastung und fortschreitender Rissebildung ändert sich in einem Balkenabschnitt der innere Gleichgewichtszustand fortwährend. Daher sind die Streuungen, bzw. die Abweichungen der einzelnen Bügelspannungen voneinander oft beträchtlich. Immerhin fällt das sehr ähnliche Bild der Beanspruchung beidseits des Zwischenauflagers auf.

Trotz diesen Streuungen verlaufen nur wenige der Kurven ganz oder teilweise oberhalb der Geraden gemäss Gleichung (42). Die stärkste Ueberschreitung fand beim Balken B5 durch den Bügel Nr. 7 statt. Abb. 6, welche nach dem Bruch aufgenommen wurde, zeigt jedoch, dass im Haupt-Biegeschubriss praktisch nur 2 Bügel, d.h. die Bügel Nr. 7 und 8, sich an der Uebertragung der Querkraft beteiligen konnten. Der Bügel Nr. 7 musste von Anfang an infolge der relativ geringen Neigung des hauptsächlichsten Biegeschubrisses zuviel Querkraft aufnehmen, was schliesslich

zum frühzeitigen Bruch des Balkens B5 beitrug (vergl. 4.13). Wären anstelle der Bügel $\emptyset 10$ im Abstände von 12 cm z.B. solche $\emptyset 8$ im Abstände von 8 cm eingelegt gewesen (ergibt ungefähr gleiches μ_B), so wäre mit grosser Wahrscheinlichkeit die Beanspruchung der Bügel gleichmässiger und damit auch die Bruchlast höher ausgefallen.

Von grossem Interesse ist der Verlauf der Bügelbeanspruchungen im plastischen Gelenk (Biegeschubbereich) vor und insbesondere nach Beginn der plastischen Rotation. Im Laufe der Rotation werden infolge der ständig zunehmenden Verformungen der Zugarmierung die Risse immer breiter. In plastischen Gelenken mit erheblicher Schubbeanspruchung verteilen sich die plastischen Deformationen über einen relativ weiten Bereich (vergl. [3]). Daher verbreitern sich besonders auch die Biegeschubrisse laufend. Es stellt sich somit die wichtige Frage, ob die Beanspruchung der Bügel nicht nur durch die zunehmende Querkraft, sondern zusätzlich noch durch die plastischen Deformationen infolge der fortschreitenden Rotation vergrössert wird.

Der tatsächliche Beginn der plastischen Rotation im Versuch ist recht schwierig festzustellen. In Fig. 26 und 27 ist daher der theoretische Rotationsbeginn bei derjenigen Schubspannung eingetragen worden, welche unter der Last P_f vorhanden war (vergl. Fig. 21).

Aus Fig. 26 und 27 geht hervor, dass bei sämtlichen Balken die Zunahme der Bügelbeanspruchungen während der plastischen Rotation im allgemeinen nicht grösser war als vor Beginn derselben. Diese Tatsache lässt die wichtige Folgerung zu:

Die Beanspruchung der vertikalen Bügel in einem plastischen Gelenk ist in erster Linie eine Funktion der Querkraft. Sie hängt nur wenig oder überhaupt nicht von den plastischen Verformungen infolge der fortschreitenden Rotation ab.

Ob diese Feststellung auch für eine z.B. in einem Winkel von 45° zur Balkenaxe eingelegte Schubarmierung zutrifft, ist ungewiss. Da diese Armierung ungefähr senkrecht zu den wichtigsten Biegeschubrissen verläuft, kann erwartet werden, dass ihre Beanspruchung durch die plastische Rotation zusätzlich vergrößert wird. In welchem Masse dies der Fall ist, könnte nur durch entsprechende Versuche abgeklärt werden.

Wie aus den Figuren 26 und 27 weiter hervorgeht, ergab sich eine im Verhältnis zur Querkraft überproportionale Zunahme der Bügelbeanspruchung jeweils erst dann, wenn einzelne Bügel plastische Deformationen ($\sigma_B > \sigma_p$) erlitten hatten. Diese führten vorerst zu einem beschränkten Ausgleich der Bügelspannungen, d.h. es wurden auch andere, bis anhin schwächer beanspruchte Bügel vermehrt zum Mittragen veranlasst. Gleichzeitig wurde jedoch die Schubtragfähigkeit der Druckzone reduziert, was den erwähnten überproportionalen Anstieg der Bügelspannungen zur Folge hatte. Dieser Vorgang führte bei allen Balken verhältnismässig rasch zum Bruch, d.h. bevor die Bügel bis zur Streckgrenze beansprucht wurden (vergl. 4.13 und Tabelle 9).

4.34 Uebertragung der Querkraft durch Bügel und Biegedruckzone

Aus den im Versuch festgestellten Bügelbeanspruchungen lassen sich die im Biegeschubbereich von den Bügeln und der Biegedruckzone "effektiv" übertragenen Querkräfte bestimmen. In den Fig. 28 bis 30 sind die nach den Definitionen (43) und (44) ermittelten Querkräfte $Q_{B \text{ eff}}$ und $Q_{C \text{ eff}}$ für sämtliche Laststufen dargestellt. Die ausgezogene Linie bedeutet jeweils $Q_{B \text{ eff}}$ auf der Bruchseite. Die Aufteilung der Querkraft auf der andern Seite des Zwischenauftragers ist gestrichelt eingezeichnet worden.

$Q_{B \text{ eff}}$ wurde stets mit dem Mittelwert der Spannungen σ_B in den Bügeln des Biegeschubbereiches (Länge h , vergl. Fig. 23 und 24) beidseits des Zwischenauftragers berechnet. Zum Vergleich sind

noch die Querkräfte $Q(P_f)$ beim Erreichen der Fliesslast, $Q(P_p)$ unter der theoretischen Traglast, und $Q(P_{uA})$ unter der experimentellen Maximallast eingetragen worden.

Die Fig. 28 bis 30 zeigen, dass der durch die Biegedruckzone übertragene Anteil an der Querkraft recht gut übereinstimmt mit der Beziehung (29). Da der Bruch jeweils von den am stärksten gedehnten Bügeln ausging, sind $Q_{C \text{ eff}}$ fast durchwegs kleiner respektive $Q_{B \text{ eff}}$ grösser auf der Seite des Bruches als auf der andern Seite des Zwischenauflagers. Einzig der Balken B5 bildet eine Ausnahme. Hier waren auf der Seite des Bruches die Bügel Nr. 8 und 9 bedeutend weniger beansprucht als der Bügel Nr. 7. Die mittlere Spannung σ_B , aus welcher $Q_{B \text{ eff}}$ bestimmt wurde, liegt daher streckenweise etwas tiefer als diejenige der Bügel Nr. 4, 5 und 6.

In Fig. 31 wurde schliesslich der Verlauf von $Q_{C \text{ eff}}$ mit fortschreitender Rotation aufgetragen. Wie am Schluss von 4.33 dargelegt, reduzierte sich die von der Druckzone übertragene Querkraft auch im Laufe der plastischen Rotation nicht, solange die Bügel noch unterhalb der Proportionalitätsgrenze beansprucht waren. Erst durch das Auftreten der plastischen Bügelverformungen wurde $Q_{C \text{ eff}}$ schliesslich verkleinert, was im Absinken der betreffenden Kurven zum Ausdruck kommt.

Der Uebergang von der elastischen zur plastischen Rotation wurde in Fig. 31 durch den unter der Fliesslast P_f vorhandenen Rotationswinkel θ charakterisiert.

4.4 Durchbiegungen und Biegelinien

4.41 Durchbiegungen

Fig. 32 und Fig. 33 zeigen die Durchbiegungen der Versuchsbalken in den Punkten 8 und 16 in Abhängigkeit von der Endlast P_E .

Die Art der Darstellung sowie die eingetragenen Lastgrößen entsprechen denjenigen im Bericht Serie A.

Mit Ausnahme des Balkens B2 verformten sich alle Versuchsbalken in beiden Feldern ungefähr symmetrisch bis mindestens zur Fließlast P_f , unter welcher das erste plastische Gelenk gemäß Mechanismustyp II sich auszubilden begann. Beim Balken B2 stellten sich schon bei geringerer Belastung kleine Differenzen der Durchbiegungen ein. Diese stehen vermutlich im Zusammenhang mit der frühzeitigen Bildung von eigentlichen Schubrisen im Balkenabschnitt 12/16.

In Fig. 18 sind die mit der Vergleichsgröße $\delta_p = \alpha \cdot \delta_f$ normierten Durchbiegungen sämtlicher Balken in Abhängigkeit von der Anfangslast P_A aufgetragen. Der letzte Punkt entspricht der Maximallast P_{uA} .

Diese Darstellung gibt einen guten Überblick und ermöglicht einen Vergleich des Verhaltens der Balken.

4.42 Biegelinien

Die Durchbiegungen in 25 Balkenpunkten wurden in analoger Weise wie bei den Balken Serie A bestimmt. Die Biegelinien unter der theoretischen Fließlast P_f sowie bei der Laststufe vor dem Bruch sind in Fig. 34 dargestellt.

Während die Biegelinien unter P_f noch ziemlich kontinuierlich verlaufen, zeigten sich unter P_{uE} an der Stelle des ersten plastischen Gelenkes, d.h. über dem mittleren Auflager, deutliche Knicke. Diese sind bei B3 und B5 weniger stark als bei den übrigen Balken, entsprechend der geringeren Gesamttorsion infolge frühzeitiger Schubbrüche.

Bezüglich der Auflagersenkungen sei auf die Ausführungen in Abschnitt 4.23 dieses Berichtes verwiesen. Die Absenkung von

Punkt 24 des Balkens B2 bei der Laststufe vor dem Bruch betrug in Wirklichkeit nur etwa die Hälfte des am dortigen Massstab abgelesenen und hier dargestellten aussergewöhnlich hohen Wertes. Das Messresultat wurde verfälscht durch eine offensichtliche Verdrehung des Balkens um seine Axe vor dem Bruch.

4.5 Mittlere Krümmungen und Rotationswinkel

Auf die Problematik der Definition, Messung, Auswertung und Darstellung von Krümmungen und Rotationen an Stahlbetonbalken, welche sich im Rissezustand befinden, ist im entsprechenden Abschnitt des Berichtes Serie A ausdrücklich hingewiesen worden. Die dort angebrachten Vorbehalte gelten hier noch in verstärktem Masse, da die Balken der Serie B meist noch wesentlich grössere Schubdeformationen aufwiesen als diejenigen der Serie A.

Die Messungen erfolgten auf genau dieselbe Art und Weise wie bei den Balken Serie A. Im vorwiegend auf Biegung beanspruchten Balkenbereich waren auf der Ober- und Unterseite Messuhren (Messstrecken 20 cm bzw. 35 cm) angebracht, während der Bereich über der Zwischenstütze mittels Deformetermessungen (Basis 10 cm und 20 cm) erfasst wurde (siehe Fig. 10).

4.51 Krümmungsverteilung

a) Krümmungen bei der Fliesslast

In den Figuren 35 und 36 sind die unter der Last P_f gemessenen mittleren Krümmungen als gestrichelte Linien aufgetragen.

Der Vergleich mit den Fliesskrümmungen k_{fn} nach Stahlbetontheorie, Gleichung (48), welche strichpunktiert eingezeichnet sind, ist über der Zwischenstütze besonders interessant. Dort trat zuerst Fliessen, d.h. das erste plastische Gelenk auf. Dies sollte theoretisch der Fall sein bei der Last P_f , sofern $I =$ konstant angenommen wird. Im Abschnitt 4.2 wurde jedoch gezeigt, dass die tatsächliche Momentenverteilung zutreffender

erfasst werden kann, wenn der Berechnung die Steifigkeiten im Rissezustand zugrundegelegt werden. Die theoretischen Fliesskrümmungen k_{fn} sind daher eher mit denjenigen zu vergleichen, welche unter der Fliesslust nach Stahlbetontheorie, P_{fn} (Tabelle 12), gemessen wurden. Die Berücksichtigung der Krümmungen unter P_{fn} anstelle derjenigen unter P_f ergibt durchwegs eine verbesserte Uebereinstimmung. Beim Balken B1 sind die Krümmungen unter P_{fn} geringer als die in Fig. 35 gestrichelt eingetragenen Werte unter P_f , wogegen bei B2 sich keine Aenderung ergibt, da P_{fn} gleich P_f ist. Am Balken B3 und insbesondere an B4 und B5 wurden unter P_{fn} grössere Krümmungen gemessen als unter P_f . Damit wird vor allem bei B4 und B5 die Uebereinstimmung mit k_{fn} ebenfalls verbessert.

Der Vergleich der unter P_{fn} gemessenen Krümmung mit k_{fn} ist jedoch trotzdem nur bedingt zulässig. Wie in den Fig. 15 bis 17 zu erkennen ist, war nämlich auch noch unter P_{fn} durchwegs ein geringeres Moment als M_{pS} vorhanden. Dies rührt vor allem von der "Ausrundung", d.h. von dem nicht mehr linearen Verlauf der Momenten-Rotationskurve oberhalb von $M_{III} = 0,8 M_{pS}$ her (vergl. Fig. 37). Dadurch tritt gegenüber der Plastizitätstheorie eine vorzeitige Momentenumlagerung ein.

b) Krümmungen bei der letzten Laststufe vor dem Bruch

Ueber der Zwischenstütze sind die Verformungen der 5 Balken ziemlich ähnlich. Dort wurde überall das plastische Moment M_{pS} erreicht. Dank dem Einfluss der Querkräfte erstrecken sich die plastischen Deformationen über einen relativ weiten Bereich längs des Balkens (~80 cm d.h. ~ 2,5 h). Die geringsten Krümmungen weist der Balken B5 auf, dessen Bruchlast nur 85 % der theoretischen Traglast betrug.

Auch im Feld entsprechen die Krümmungen ungefähr dem erreichten Verhältnis Bruchlast zu Traglast. Während bei B1, B2 und B4

die maximalen Krümmungen ein Mehrfaches der Fliesskrümmungen betragen ($P_{uA}/P_p > 1,03!$), zeigt sich bei B3 nur eine leichte Ueberschreitung von k_{fn} und bei B5 wurde die Fliesskrümmung nicht einmal ganz erreicht. Bei diesen beiden Balken betrug denn auch P_{uA}/P_p nur 0,94 respektive 0,85.

Im Feld des Balkens B1, wo das Moment zwischen den Lasten nahezu konstant war, ist die Tendenz zur Konzentration der grossen plastischen Verformungen auf eine Stelle (Schnitt 8) zu erkennen. Diese ist allerdings noch nicht sehr ausgeprägt, da der Bruch neben dem mittleren Auflager eintrat, bevor im Feldgelenk eine sehr grosse Rotation stattgefunden hatte.

4.52 Rotationswinkel

Die gemessenen Rotationswinkel über der Stütze zeigt Fig. 37, diejenigen im theoretischen Feldgelenk Fig. 38. Die berücksichtigten Messlängen betrugen wie im Bericht Serie A 80 cm bzw. 25 cm.

Da bei sämtlichen Balken der Bruch neben dem mittleren Auflager eintrat, stellen die Endpunkte der Kurven in Fig. 37 die maximalen Rotationswinkel dar. Bei den Balken B1, B3 und B4 macht sich das bevorstehende Versagen durch ein Absinken des Stützenmomentes bei der Laststufe vor dem Bruch bemerkbar.

Obschon die Balken B1, B2 und B3 über dem Zwischenauflager dieselbe Längsarmierung (3 Ø 18) wie der Balken A5 aufwiesen, ergaben sich dort bedeutend kleinere Rotationswinkel als bei A5. Dies ist vor allem auf das verhältnismässig frühere Einsetzen plastischer Biegelverformungen zurückzuführen, welches den Bruch des Betons einleitete.

Entsprechend dem relativ frühzeitigen Bruch der Balken neben der Zwischenstütze sind die an den Stellen der theoretischen Feldgelenke erreichten maximalen Rotationswinkel (Fig. 38)

ebenfalls ziemlich klein. Bei den Balken B3 und B5, bei welchen die theoretischen Traglasten nicht erreicht wurden, blieb die Beanspruchung der Längsarmierung sogar vollkommen im elastischen Bereich. Das Momentenverhältnis M/M_p erreichte dort nur die Werte 0,72 bzw. 0,64.

Wie in den entsprechenden Diagrammen des Berichtes Serie A, sind auch in Fig. 37 und 38 noch die "elastischen" Rotationswinkel θ_n bis zum Fliessmoment M_{fn} nach Stahlbetontheorie gemäss den Gleichungen (49) bis (52) eingetragen worden. Diese können mit den gemessenen Rotationswinkeln verglichen werden bis ungefähr zum Momentenverhältnis $M/M_p = 0,8$, welches etwa dem Erreichen der Proportionalitätsgrenze in der Längsarmierung entspricht.

4.6 Verformungen beim mittleren Auflager

4.6.1 Betonverformungen

Die Verformungen des Betons am unteren Rand beim mittleren Auflager wurden mit Deformetern (Basis 10 cm) und mit elektrischen Dehnungsmessstreifen (Länge 6 cm) gemessen. Die Anordnung geht aus Fig. 10 hervor.

In Fig. 39 und 40 sind die Messresultate in Abhängigkeit vom jeweils auf das plastische Moment bezogenen Stützenmoment dargestellt. Die Zahlen beim letzten Messpunkt bezeichnen diejenige Laststufe, bei welcher die letzte Messung vorgenommen werden konnte. In Fig. 49 sind ferner die Betonstauchungen nach Stahlbetontheorie gemäss Gleichung (53) als dünn gestrichelte Geraden eingetragen. Diese Stauchungen sind oberhalb von etwa $M/M_p = 0,4$ stets bedeutend geringer als die damit zu vergleichenden Werte der Messstrecken Nr. 26 und 27.

Bei den Deformetermessungen fällt der symmetrische Verlauf der

Stauchungen beidseits des Auflagers bis kurz vor dem Bruch auf. In Fig. 40 sind hingegen gewisse Unterschiede zu erkennen, da die Messresultate bei den kürzeren Dehnungsmessstreifen durch lokale Inhomogenitäten stärker beeinflusst werden.

Von besonderem Interesse ist der Verlauf der Stauchungen in den Messstrecken Nr. 25 und 28 respektive in den Messstreifen Nr. 1 und 4. Dort nahmen bei den letzten ein bis zwei Laststufen vor dem Bruch die Stauchungen teilweise wieder ab, obschon der Mittelpunkt der Messbasis nur 15 cm von der Auflagerlinie entfernt war. Im Abstände von nur 25 cm vom Auflager traten bei höheren Laststufen vor allem bei den Balken B3 und B4 sogar erhebliche Zugverformungen auf, wie aus Fig. 41 hervorgeht. Auch diese Stellen liegen noch im Bereich erheblicher negativer äusserer Momente, d.h. noch in beträchtlicher Entfernung vom Momenten-Nullpunkt. Dass dort trotzdem Zugverformungen festgestellt wurden, hängt mit der Rissebildung, d.h. mit dem im Laufe der zunehmenden Belastung entstandenen inneren Tragsystem zusammen. Zum Beispiel war beim Balken B3 bei Laststufe 14 beidseits des Auflagers unterhalb der sehr flach geneigten Schubrisse ein bis zum Rand der Auflagerplatte reichender, keilförmiger Betonteil entstanden. Dieser noch mehr oder weniger rissfreie "Betonkeil" hatte am unteren Rand eine Länge von etwa 45 cm, d.h. er reichte bis zum ersten Biegeschubriss der positiven Momentenbeanspruchung (vergl. Fig. 47). Die Wirkung schiefer Druckkräfte, respektive des neben der Auflagerplatte übertragenen Anteils an der Querkraft, führte zu einer Biegebeanspruchung des Betonkeils. Diese hatte streckenweise erhebliche Zugdeformationen mit entsprechenden Anrissen zur Folge.

Auf ähnliche Weise lässt sich auch der Verlauf der Betonverformungen bei den anderen Balken erklären. Dabei muss stets das effektive innere Tragsystem betrachtet werden.

Fig. 41 zeigt die gute Symmetrie der Betonstauchungen bezüglich des Zwischenaufagers, welche unter der Fliesslast P_f

noch vorhanden war. Bei der Laststufe vor dem Bruch hingegen sind die Stauchungen auf der Seite des Bruches etwas grösser als auf der andern Seite. Da die Dehnungsmessstreifen Nr. 1 und 4 in der Mitte der Deformeter-Messstrecken Nr. 25 und 28 angeordnet waren, können die entsprechenden Messresultate miteinander verglichen werden. In Fig. 41 ist für die Fliesslast P_f bei allen Balken eine recht gute Uebereinstimmung festzustellen.

In Fig. 42 ist der Verlauf der Betonstauchungen mit zunehmender Rotation im plastischen Gelenk dargestellt. Der Uebergang von der elastischen zur plastischen Rotation wurde wiederum durch $\theta(P_f)$ angedeutet (vergl. Fig. 31). Die Darstellung zeigt, dass auch im plastischen Bereich die Betonstauchungen höchstens linear proportional mit der Gesamtrotation zunehmen.

4.62 Verformungen der Zugzone

In Fig. 43 sind die Verformungen am Zugrand der plastischen Gelenke für verschiedene Laststufen dargestellt. Die betreffenden Messstrecken sind eingetragen.

Wie bereits im Bericht Serie A festgestellt, verteilen sich in schubbeanspruchten Zonen mit Biegeschubbrissen die plastischen Deformationen über einen recht grossen Bereich. Auch bei den Balken Serie B wurde bis zum Bruch die Fliessdehnung der Zugarmierung ϵ_f entlang einer beträchtlichen Strecke beidseits des Zwischenauflagers überschritten.

Im Laufe der Momenten-Umlagerung wurde allerdings die Zugzone jeweils etwas kleiner. Mit fortlaufender Numerierung der Balken verringern sich, entsprechend dem abnehmenden Momentenschub-Verhältnis, bei der Laststufe vor dem Bruch (vergl. Tabelle 13) die Dehnungen in den Messstrecken Nr. 1 und 6. Beim Balken B5 sind diese sogar negativ, d.h. es traten dort

geringe Druckkräfte auf. Dementsprechend befand sich bei Laststufe 14 der Nullpunkt der äusseren Momente in einer Entfernung von 41 cm vom Auflager, also am Rande der Messstrecken Nr. 1 und 6.

4.63 Dehnungsverlauf über den Querschnitt

Fig. 44 zeigt den Dehnungsverlauf über verschiedene Querschnitte beim mittleren Auflager der Balken B1, B4 und B5. Die dargestellten Dehnungen sind mittlere Verformungen innerhalb der eingezeichneten Messstrecken.

Direkt über dem Auflager des Balkens B1 ergeben sich über die ganze Höhe einseitig gekrümmte Dehnungslinien, wobei die tatsächliche Nulllinie ungefähr mit derjenigen nach Plastizitätstheorie übereinstimmt. 30 cm neben der Auflagerlinie hingegen zeigt sich vor allem infolge der Schrägrissbildung eine ganz andere Dehnungsverteilung. Im unteren Balkenteil nehmen die Druckstauchungen gegen den Rand hin wieder ab. Bei den Balken B3 und B4 stellten sich am unteren Rand sogar Zugdehnungen ein, obwohl die ganze Messstrecke noch innerhalb der Zone negativer Momente lag. Diese Erscheinung ist auf die unter 4.61 beschriebene Biegebeanspruchung des unterhalb der Schubrisse verbliebenen Betonkeils zurückzuführen.

4.7 Rissverhalten

4.71 Risslasten

Die Lasten, bei welchen von blossen Auge ein erster Riss festgestellt werden konnte, waren bei den 5 Balken ziemlich verschieden (Tabelle 15). Alle ersten Anrisse erfolgten über dem mittleren Auflager. Die dortigen Biegezugspannungen unter der Risslast, $\sigma_{bz \text{ Riss}}$, variieren von 32 bis 59 kg/cm². Das Mittel

von 46 kg/cm^2 ist geringer als die mittlere, an gleichzeitig geprüften Prismen festgestellte Biegezugfestigkeit von 63 kg/cm^2 (Tabelle 3).

Die Ursachen für die Streuungen der Risslast sind im Bericht Serie A bereits angegeben worden. Ausserdem muss beachtet werden, dass die Betonüberdeckung bei den Bügeln nur etwa 10 mm betrug.

4.72 Rissebilder

In den Figuren 45 bis 49 sind die Rissebilder der Balken dargestellt, die sich bis zur Laststufe vor dem Bruch entwickelt hatten. Die Querstriche mit den Zahlen bedeuten das von blossem Auge festgestellte Rissende mit der betreffenden Laststufennummer.

Da die Zugarmierung überall aus Stäben $\emptyset 18$ bestand, sind die Rissebilder der einzelnen Balken einander ziemlich ähnlich. Sowohl über der Stütze wie im Feld entstanden die ersten Risse stets bei den Bügeln. Im Feld des Balkens B1, der nur eine Armierung von 2 $\emptyset 18$ aufwies, zeigten sich fast keine anderen Risse. Bei den Balken B2, B3, B4 und B5 traten, entsprechend dem höheren Armierungsgehalt (3 bis 5 $\emptyset 18$), zwischen den Rissen in Querschnitten mit Bügeln noch weitere Anrisse auf, die sich jedoch oft nur bis in den unteren Stegbereich entwickelten. Der mittlere Abstand der mindestens bis zur Wurzel des Steges reichenden Risse im Biegebereich zwischen den Lasten beträgt beim Balken B1 etwa 14 cm, bei den übrigen Balken ungefähr 9 cm.

Die im Bericht Serie A unterschiedenen zwei Arten von Schubrisen traten auch hier wieder auf: "Biegeschubrisse", die vom Zugrand ausgehen und "eigentliche Schubrisse", auch "Diagonalrisse" genannt, welche im Steg infolge der Wirkung schiefer Zug-

kräfte entstehen. Wegen der hohen Schubbeanspruchung des I-Querschnittes traten bei allen Balken relativ frühzeitig eigentliche Schubrisse auf. Diese verliefen oft sehr flach, d.h. mit einer Neigung von nur 25 bis 30° zur Balkenaxe. Sie hatten häufig die Tendenz, ein Stück weit entlang dem Uebergang Steg-Flansch zu wandern. Die beim Entstehen des ersten eigentlichen Schubrisses vorhandenen nominellen Schubspannungen bzw. die am homogenen Tragwerk gerechneten schiefen Hauptzugspannungen sind in Tabelle 14 aufgeführt (vergl. 4.31).

Die Biegeschubrisse über dem mittleren Auflager verästelten sich oft am Zugrand bei höheren Laststufen, d.h. im Laufe der plastischen Rotation. Ausgehend von den bestehenden Rissen entstanden im Flansch neue, meist sehr flach verlaufende Risse. Diese sind u.a. auf die Dübelwirkung der Längsarmierung zurückzuführen.

4.73 Rissbreiten

Die gemessenen Rissbreiten sind in den Figuren 45 bis 49 unterhalb der betreffenden Risse angegeben. Bei den Biegeschubrissen sind die in Stegmitte festgestellten Rissbreiten nicht direkt unterhalb der Messstelle, sondern unter dem entsprechenden Anriss am Balkenrand aufgeführt. Eine Ausnahme bilden die mit einem Hinweisstrich versehenen Schrägrisse.

In Tabelle 15 sind für die 5 Balken die maximalen Rissbreiten unter verschiedenen Lasten angegeben. Diese wurden stets im Bereich des plastischen Gelenkes über dem mittleren Auflager festgestellt. Die nicht näher bezeichneten maximalen Rissbreiten wurden am oberen Balkenrand gemessen. Da die Schubdeformationen jedoch beträchtlich waren, traten bei höheren Laststufen die maximalen Rissbreiten oft im Steg auf. Die Lage dieser Messstellen ist in Tabelle 12 in den Fussnoten näher bezeich-

net.

Von besonderem Interesse sind die unter der Last $P_p^*/1,8$ gemessenen maximalen Rissbreiten. Bei den Balken B1 und B2, welche nicht allzu grosse Umlagerungsfaktoren aufwiesen (Fig. 6), betrugen die grössten Rissbreiten nach 3-maliger Belastung 0,20 mm. Sie überschritten damit nicht das zulässige Mass von 0,20 respektive 0,30 mm. Die Balken B3, B4 und B5 mit grossen bis sehr grossen Umlagerungsfaktoren wiesen im Steg Schubrissbreiten bis zu 0,70 mm auf, während am Zugrand geringere Rissbreiten auftraten. Da hier die Lasten $P_p^*/1,8$ teilweise erheblich grösser als die Fliesslasten P_f waren, mussten erhebliche Verformungen erwartet werden. Es ist somit wesentlich, dass bei einer allfälligen Bemessung von Stahlbetontragwerken nach der Plastizitätstheorie im Falle grösserer Momentenumlagerungen ausser der Bruchsicherheit auch Deformationskriterien (Rissbreiten, Durchbiegungen, usw.) berücksichtigt werden.

4.8 Verbundverhalten

Wie bei den Balken der Serie A wurden an den Balkenenden die herausstehenden Stäbe der Längsarmierung mit Tastuhren versehen, um einen allfälligen Schlupf messen zu können.

Bei den stark armierten Balken B3, B4 und B5 entstanden die äussersten Randanrisse teilweise direkt neben der Auflagerplatte. Die effektiv wirksame Verankerungslänge, vom letzten Riss bis zum Balkenende gerechnet, betrug dort etwa 28 cm, d.h. nur ungefähr 15 d. Trotzdem wurden bei keinem Balken irgendwelche Verschiebungen festgestellt. Dies belegt erneut die sehr guten Verbundeigenschaften des Torstahles.

5. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSFOLGERUNGEN

Durch das Institut für Baustatik an der ETH wurden seit 1963 in der EMPA Versuche über das plastische Verhalten statisch unbestimmter Stahlbetonbalken durchgeführt. Ueber eine erste Serie (Serie A) von Versuchsbalken ist in [1] berichtet worden. Der vorliegende Bericht stellt die Fortsetzung von [1] dar. Es werden darin die Prüfergebnisse von weiteren 5 in Ausbildung und Belastung symmetrischen Zweifeldbalken (Serie B) beschrieben.

Das Schwergewicht wurde auf die Erforschung des Verhaltens plastischer Stahlbetongelenke mit grosser Rotation bei gleichzeitig hoher Schubbeanspruchung gelegt. Daher wurde das Verhältnis zwischen Feld- und Stützenarmierung derart gewählt, dass bei sämtlichen Balken das erste plastische Gelenk über dem Zwischenauflager entstehen musste.

Verglichen mit den Versuchen Serie A wurden die Belastungsanordnung sowie die Spannweiten beibehalten (Fig. 1a). Hingegen wurde bei gleichbleibenden umfänglichen Abmessungen 18 x 38 cm die Stegdicke auf 12 cm reduziert, sodass ein I-Querschnitt entstand. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit betrug 391 kg/cm^2 . Die Armierung bestand wiederum aus Torstahl mit einer Streckgrenze zwischen 43 und 48 kg/mm^2 (Fig. 3).

Als Schubarmierung wurden ausschliesslich Bügel angeordnet. Im Bereiche der Zwischenstütze betrugen die Abstände etwa $h/4$ bis $h/3$. Der Schubarmierungsgehalt variierte zwischen 0,77 und 1,25 %. Er betrug unter Zugrundelegung der Streckgrenze nur 76 bis 88 % desjenigen, welcher nach der Fachwerkanalogie erforderlich gewesen wäre. Die Schubspannung beim Beginn der plastischen Rotation variierte zwischen 26 und 40 kg/cm^2 , diejenige unter rechnerischer Traglast nach Plastizitätstheorie zwischen 46 und 70 kg/cm^2 (Fig. 8). Das Momenten-Schub-Ver-

hältnis unter der Traglast schwankte über dem mittleren Auflager zwischen den Werten 0,86 und 1,79. Die zum Erreichen der Traglast notwendigen plastischen Rotationswinkel betrugen teilweise ein Mehrfaches derjenigen bei den Balken Serie A (Fig. 7).

Bei sämtlichen Balken trat im plastischen Gelenk beim mittleren Auflager ein Schubbruch ein (Abb. 1). Dieser wurde durch plastische Verformungen der Bügel eingeleitet. Sobald deren Beanspruchung über die Proportionalitätsgrenze hinausging, traten grössere Schiebungen im Steg auf. Diese bewirkten - zusammen mit den Verformungen infolge plastischer Rotation - vor allem in der flachsten Druckdiagonalen über dem am stärksten geneigten Biegeschubriss örtlich hohe Beanspruchungen des Stegbetons. Dort trat dann bald der Bruch ein infolge Schiebung und schiefer Druck, bei gleichzeitigem Abscheren der Biegedruckzone (Abb. 2 bis 6).

Die beim Bruch festgestellten Maximallasten waren bei 3 Balken (B1, B2, B4) zwischen 3 und 10 % grösser als die Traglasten nach Plastizitätstheorie (Fig. 11). Bei 2 Balken (B3, B5) hingegen erreichten die Maximallasten nur 94 bzw. 85 % der theoretischen Traglasten. Trotzdem betrugen die Maximallasten das 3,5- bis 5,9- fache der nach den SIA-Normen Nr. 162 zulässigen Lasten (Fig. 12).

Die festgestellte Momentenverteilung zeigte - ähnlich wie bei den Balken Serie A - unter der Fliesslast P_f die grössten Abweichungen vom theoretischen Verlauf (Fig. 13 und 14). Bei der Laststufe vor dem Bruch war die Uebereinstimmung jedoch wieder erstaunlich gut, und zwar unabhängig vom Verhältnis der erreichten Last zur theoretischen Traglast.

Unter Berücksichtigung der hohen Schubspannungen und der grossen, zum Erreichen der Traglast notwendigen plastischen Rotationswinkel, war die Beanspruchung der Bügel beidseits des

mittleren Auflagers von speziellem Interesse. Diese wurde daher in sämtlichen Laststufen durch Deformetermessungen festgestellt (Fig. 23 und 24). Dabei zeigte sich das folgende wichtige Ergebnis: Die Beanspruchung der vertikalen Bügelarmierung in einem plastischen Gelenk ist in erster Linie eine Funktion der Querkraft. Sie ist nur sehr wenig oder überhaupt nicht abhängig von den plastischen Verformungen infolge der fortschreitenden Rotation.

Ausserdem konnte festgestellt werden, dass die mittlere Bügelbeanspruchung im Bereich der Biegeschubrisse höher ist als im Bereich der eigentlichen Schubrisse (Diagonalrisse). Da beim Momentennullpunkt keine wesentlichen Randanrisse vorhanden sind, beteiligen sich beide Flanschen an der Schubübertragung. In Balkenbereichen, wo ausser der Querkraft noch beträchtliche Biegemomente vorhanden sind, kommt daher der Schubarmierung eine noch grössere Bedeutung zu als in Bereichen, wo die Querkraftbeanspruchung vorherrscht. Ein sogenannter "Auflagerabzug" im Schubdiagramm führt daher besonders bei Zwischenstützen von Durchlaufträgern zu einer gefährlichen Schwächung und darf daher unter keinen Umständen vorgenommen werden.

Grosse Aufmerksamkeit wurde wiederum der Messung der verschiedenen Verformungen geschenkt. Der Vergleich der maximalen Durchbiegungen zeigt das unterschiedliche Verformungsvermögen der verschiedenen Balken (Fig. 18). In den Biegelinien sind bei der Laststufe vor dem Bruch die Knicke im plastischen Gelenk über der Zwischenstütze überall deutlich zu erkennen (Fig. 34). Diesen Knicken entsprechen die plastischen Rotationswinkel, welche infolge der hohen Schubbeanspruchung verhältnismässig gering ausfielen (Fig. 37). Wie bei den Balken der Serie A wurde festgestellt, dass in schubbeanspruchten Zonen mit stark geneigten Biegeschubbrissen sich die plastischen Verformungen über einen recht grossen Bereich erstrecken.

Im plastischen Gelenk beim mittleren Auflager wurden am unteren Rand neben der Auflagerplatte wiederum grosse Betonstauchungen festgestellt (Fig. 39). Dort kann bei höheren Laststufen die Beanspruchung innerhalb einer nur wenige cm messenden Strecke von grossen Druckstauchungen in beachtliche Zugdehnungen übergehen (Fig. 41, B3, B4, B5). Dies kommt auch im Dehnungsverlauf über den ganzen jeweiligen Querschnitt zum Ausdruck, welcher beträchtlich von der Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte abweicht (Fig. 44).

Die Rissebilder wurden insbesondere beim mittleren Auflager von der hohen Schubbeanspruchung geprägt (Fig. 45 bis 49). Die Risse waren im Steg oft breiter als am Zugrand.

Die Versuche Serie B haben wertvolle Einblicke ermöglicht in das plastische Verhalten statisch unbestimmter Stahlbetonbalken mit hoher Schubbeanspruchung. Insbesondere die Untersuchungen über die Beanspruchung der Schubarmierung in plastischen Gelenken werden es erlauben, zusammen mit den Ergebnissen der Versuche Serie A, Grenzen für die Deformationsfähigkeit plastifizierter Bereiche anzugeben. Darüber soll in einer späteren Veröffentlichung berichtet werden.

Literatur - Verzeichnis

- [1] Bachmann H., Thürlimann B.: "Versuche über das plastische Verhalten von zweifeldrigen Stahlbetonbalken, Serie A". Bericht Nr. 6203-1, Institut für Baustatik, ETH, Zürich, Juli 1965.
- [2] Bachmann H., Thürlimann B.: "Schubbemessung von Balken und Platten aus Stahlbeton, Stahlbeton mit Spannzuglagen und Spannbeton". Erscheint 1966 in der Schweizerischen Bauzeitung.
- [3] Bachmann H.: "Plastisches Verhalten von statisch unbestimmten Stahlbetonbalken". Erscheint 1966 in der Schweizerischen Bauzeitung.

BEZEICHNUNGEN

Längen, Flächen und Querschnittswerte

l	Spannweite
h	Statische Nutzhöhe im Querschnitt
h'	Abstand der Druckarmierung vom Druckrand
b	Breite der Druckzone
b_o	Stegbreite bei T- und I-Querschnitten
x	Abstand der neutralen Axe vom Druckrand
d	Durchmesser eines Armierungsstabes (auch $\emptyset$)
t	Bügelabstand
δ	Durchbiegung
δ_f	Durchbiegung unter der Fliesslast P_f
δ_p	Bezugsdurchbiegung: $\delta_p = \alpha \cdot \delta_f$
δ_{max}	Maximale Durchbiegung eines Balkens
F_{eff}	Effektive Querschnittsfläche eines Armierungsstabes
F_e	Querschnitt der Zugarmierung
F_e'	Querschnitt der Druckarmierung
F_{eB}	Querschnitt eines Bügels (zweischnittig)
S	Statisches Moment
I	Trägheitsmoment
I_w	Wirksames Trägheitsmoment
I_n	Trägheitsmoment im Rissezustand nach Stahlbetontheorie

Kräfte und Momente

P	Gesamtlast eines Balkenfeldes
P_{Riss}	Risslast
$P_{\text{zul SIA}}$	Zulässige Last nach SIA-Normen Nr. 162
P_A	Last am Anfang einer Laststufe
P_E	Last am Ende einer Laststufe
P_{35}^*	Last, welche im ersten Gelenk $\sigma_e = 35 \text{ kg/mm}^2$ erzeugt (berechnet mit Soll-Grössen)
P_f	Fliesslast, die im ersten Gelenk M_p erzeugt
P_{fn}	Fliesslast berechnet mit den Steifigkeiten des Risse- zustandes nach Stahlbetontheorie
P_p	Traglast nach Plastizitätstheorie
P_u	Experimentelle Bruchlast (Höchstlast)
A	Gemessene Auflagerreaktion
Q	Querkraft
$Q(P_p)$	Querkraft unter der Traglast
Q_C	Von der Biegedruckzone aufnehmbarer Anteil an der Querkraft
$Q_C \text{ eff}$	Von der Biegedruckzone "effektiv" aufgenommene Quer- kraft
Q_B	Von der Bügelarmierung aufnehmbarer Anteil an der Querkraft
$Q_B \text{ erf}$	Erforderliche Grösse von Q_B , aus (31)
$Q_B \text{ vorh}$	Vorhandene Grösse von Q_B , nach (30)
$Q_B \text{ eff}$	Von der Bügelarmierung "effektiv" aufgenommene Quer- kraft
M	Biegemoment

M_F	Biegemoment im Feld
M_S	Biegemoment über der Stütze
M_p	Plastisches Moment
M_{fn}	Fliessmoment nach Stahlbetontheorie

Festigkeitswerte und Spannungen

β_w	Würfelfestigkeit des Betons
β	Prismendruckfestigkeit des Betons
β_{bz}	Biegezugfestigkeit des Betons
σ_b	Betonspannung
σ_{bz}	Biegezugspannung im Beton
σ_{hz}	Schiefe Hauptzugspannung im Beton
β_z	Zugfestigkeit des Stahles
σ_e	Stahlspannung
σ_p	Proportionalitätsgrenze des Stahles ($\epsilon_{plast} = 0,05 \text{ ‰}$)
σ_s	Streckgrenze des Stahles ($\epsilon_{plast} = 2 \text{ ‰}$)
σ_g	Nominelle Fliessgrenze des Stahles in der Zugzone
σ_f'	Nominelle Fliessgrenze des Stahles in der Druckzone
σ_B	Spannung eines Bügels
$\sigma_B \text{ FW}$	Spannung eines Bügels nach der Fachwerkanalogie
$\sigma_B \text{ max}$	Spannung des meistbeanspruchten Bügels im Biegeschubbereich bei der Laststufe vor dem Bruch
τ	Nominelle Schubspannung im Querschnitt: $\tau = Q/b_0 h$
τ_{max}	Nominelle Schubspannung unter der Traglast an der Stelle höchster Schubbeanspruchung
E	Elastizitätsmodul

E_b	Elastizitätsmodul des Betons
E_e	Elastizitätsmodul des Stahles in der Zugzone
E_e'	Elastizitätsmodul des Stahles in der Druckzone

Dehnungen, Krümmungen und Winkel

ϵ_b	Betondehnung
$\epsilon_{b \max}$	Maximale Dehnung an Betonprismen im zentrischen Druckversuch
ϵ_u	Dehnung an Betonprismen beim Erreichen der maximalen Betonspannung
ϵ_r	Bruchdehnung des Betons in der Biegedruckzone
ϵ_e	Stahldehnung
ϵ_p	Dehnung eines Probestabes beim Erreichen der Proportionalitätsgrenze
ϵ_s	Dehnung eines Probestabes beim Erreichen der Streckgrenze
ϵ_f	Fliessdehnung im idealisierten Spannungs- Dehnungs-Diagramm: $\epsilon_f = \sigma_f / E_e$
ϵ_{plast}	Bleibende Stahldehnung
ϵ_B	Dehnung eines Bügels
$\epsilon_{B \max}$	Dehnung des meistbeanspruchten Bügels im Biegeschubbereich bei der Laststufe vor dem Bruch
λ_5	Bruchdehnung eines Armierungsstabes, gemessen auf eine Länge von 5 d über die Einschnürungszone
λ_{10}	Wie λ_5 , jedoch Messlänge 10 d
λ_{G1}	Gleichmassdehnung eines Armierungsstabes, gemessen ausserhalb der Einschnürungszone
k	Krümmung

k_{fn}	Krümmung beim Erreichen der Fliessdehnung ϵ_f nach Stahlbetontheorie
θ	Rotationswinkel
θ_n	"Elastischer* Rotationswinkel innerhalb einer Messlänge s nach Stahlbetontheorie
$\theta_{max S}$	Maximaler Rotationswinkel im plastischen Gelenk über der Stütze (Laststufe vor dem Bruch)

Dimensionslose Parameter

λ	Verhältnis zwischen den plastischen Momenten im Feld und über der Stütze: $\lambda = M_{pF}/M_{pS}$
α	Umlagerungsfaktor: $\alpha = P_p/P_f$
κ	Abstand einer Einzellast vom äusseren Auflager im Verhältnis zur Spannweite
g	Momenten-Schub-Verhältnis: $g = M/Qh$
η	Verhältnis der durch die vorhandene Bügelarmierung aufnehmbaren Querkraft zur totalen Querkraft unter Traglast: $\eta = Q_{B \text{ vorh}}/Q(P_p)$
φ	Kontraktion (Einschnürung) eines Armierungsstabes an der Bruchstelle
γ	Koeffizient bei Stützensenkungen zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeit im Rissezustand im Felde und über der Stütze nach Stahlbetontheorie
V	Variationskoeffizient, z.B. für β mit n Prüfwerten: $V(\%) = \sqrt{\frac{(\sum \beta_i - n\bar{\beta})^2}{n-1}} \cdot \frac{1}{\bar{\beta}} \cdot 100 ; \quad \bar{\beta} = \frac{\sum \beta_i}{n}$
μ	Armierungsgehalt der Zugzone: $\mu = F_e/bh$
μ'	Armierungsgehalt der Druckzone: $\mu' = F_e'/bh$

μ_B vorh Vorhandener Schubarmierungsgehalt: $\mu_B \text{ vorh} = F_{eB}/tb_o$
 μ_B FW Nach der Fachwerkanalogie erforderlicher Schubarmie-
rungsgehalt

Tabelle 1: Physikalische Eigenschaften der Torstähle (Probestäbe)

Nenn-Ø mm	F _{arr} mm ²	G _p kg/mm ²	G _s kg/mm ²	β _z kg/mm ²	λ ₁₀ %	λ ₅ %	λ _{GI} gem. %	λ _{GI} ger. %	φ %	E _s kg/cm ²
8 (B1, B2)	50,6	35,5	46,1	61,3	13,4	18,0	6,3	8,8	57	2,03 · 10 ²
8 (B3, B4, B5)	51,9	36,2	48,7	61,7	12,6	18,1	6,9	7,1	60	2,05 · 10 ²
10	75,1	32,4	45,5	55,6	10,2	16,4	5,0	4,0	61	2,05 · 10 ²
12	113	33,5	43,1	53,6	15,1	21,0	8,2	9,2	67	2,06 · 10 ²
18	250	37,2	47,6	58,4	13,3	18,9	6,7	7,7	64	2,05 · 10 ²

Tabelle 2: Zusammensetzung des Frischbetons

Sand	0 – 10 mm	1273 kg/m ³
Kies	10 – 18 mm	657 kg/m ³
Zement	PC	290 kg/m ³
Wasser		180 kg/m ³
W/Z - Faktor		0,62
Raumgewicht		2420 kg/m ³
Konsistenz		plastisch

Tabelle 3: Festigkeitswerte des Betons (Probekörper)

Balken	B1	B2	B3	B4	B5	Mittelwert M̄ (kg/cm ²)	Variations- koeffizient V (%)
Alter (Tage)	27	27	34	27	34		
β _{bz} (kg/cm ²)	61, 58	72, 85	56, 64	54*, 55*	56, 53	63	—
β _w (kg/cm ²)	386, 372 382, 361	394, 395 396, 403	400, 393 382, 403	333*, 340* 366*, 365*	400, 400 406, 385	391	3,2
β (kg/cm ²)	331, 315	322, 342	336, 345	280*, 303*	356, 377	340	5,8

* Probekörper nicht wie Balken
gelagert, für Berechnung von
M̄ und V weggelassen

Tabelle 4: Rechnerische Werte der Versuchsbalken B1 bis B5

Querschnittsgrößen:

Balken	h_F cm	h_S cm	h' cm	b cm	$\varnothing_F$ mm	$\varnothing_S$ mm	$\varnothing'_F = \varnothing'_S$ mm	F_{eF} cm ²	F_{eS} cm ²	$F'_{eF} = F'_{eS}$ cm ²	μ_F %	μ_S %	μ'_F %	μ'_S %
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
B1	35,1	35,1	2,6	18,0	2 $\varnothing$ 18	3 $\varnothing$ 18	2 $\varnothing$ 12	5,00	7,50	2,26	0,79	1,19	0,36	0,36
B2	35,1	35,1	2,6	18,0	3 $\varnothing$ 18	3 $\varnothing$ 18	2 $\varnothing$ 12	7,50	7,50	2,26	1,19	1,19	0,36	0,36
B3	34,1	35,1	2,6	18,0	5 $\varnothing$ 18	3 $\varnothing$ 18	2 $\varnothing$ 12	12,50	7,50	2,26	2,04	1,19	0,37	0,36
B4	33,8	35,1	2,6	18,0	4 $\varnothing$ 18	2 $\varnothing$ 18	2 $\varnothing$ 12	10,00	5,00	2,26	1,64	0,79	0,37	0,36
B5	34,1	35,1	2,6	18,0	5 $\varnothing$ 18	2 $\varnothing$ 18	2 $\varnothing$ 12	12,50	5,00	2,26	2,04	0,79	0,37	0,36

Elastischer Bereich:

Balken	$P_{zul\ SIA}$ (SIA Nr. 162)								
	Massg. Ort	Massg. ζ	$P_{zul\ SIA}$ t	M_I mt	M_{II} mt	M_{III} mt	τ_{0-I} kg/cm ²	τ_{I-II} kg/cm ²	τ_{II-III} kg/cm ²
	15	16	17	18	19	20	21	22	23
B1	III	ζ_b	8,45	2,03	1,96	- 4,46	4,82	0,17	15,25
B2	III	ζ_b	8,45	2,03	1,96	- 4,46	4,82	0,17	15,25
B3	III	ζ_b	8,45	2,03	1,96	- 4,46	4,94	0,17	15,25
B4	III	ζ_a	6,01	1,45	1,39	- 3,17	3,58	0,15	11,07
B5	III	ζ_a	6,01	1,45	1,39	- 3,17	3,55	0,15	11,07

Plastischer Bereich:

Balken	Kenngrößen					P_f (Fliesslast)						
	M_{pF} mt	M_{pS} mt	$\lambda = \frac{M_{pF}}{M_{pS}}$	Mecha- nismus	Primäre Rotation in	P_f t	M_I mt	M_{II} mt	M_{III} mt	τ_{0-I} kg/cm ²	τ_{I-II} kg/cm ²	τ_{II-III} kg/cm ²
	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35
B1	7,80	11,70	0,667	II	III	22,16	5,34	5,13	-11,70	12,68	0,50	39,98
B2	11,70	11,70	1,000	II	III	22,16	5,34	5,13	-11,70	12,68	0,50	39,98
B3	18,12	11,70	1,549	II	III	22,16	5,34	5,13	-11,70	13,05	0,51	39,98
B4	14,72	7,80	1,888	II	III	14,78	3,56	3,42	-7,80	8,78	0,35	26,65
B5	18,12	7,80	2,323	II	III	14,78	3,56	3,42	-7,80	8,70	0,34	26,65

Balken	P_p (Traglast)										
	P_p t	M_I mt	M_{II} mt	M_{III} mt	τ_{0-I} kg/cm ²	τ_{I-II} kg/cm ²	τ_{II-III} kg/cm ²	$\alpha = \frac{P_p}{P_f}$	$\theta \left(\frac{EI_w}{M_{pS} l} \right)$	$\frac{M}{Qh} = \vartheta_{III}$ in Pkt. III	$\frac{M}{Qh} = \vartheta_{II}$ in Pkt. II
	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46
B1	26,74	7,25	7,80	-11,70	17,22	1,31	46,32	1,21	0,139	1,71	1,14
B2	33,42	10,03	11,70	-11,70	23,82	3,97	55,56	1,51	0,339	1,43	1,43
B3	44,43	14,61	18,12	-11,70	35,72	8,58	70,42	2,00	0,670	1,12	1,78
B4	34,18	11,63	14,72	-7,80	28,68	7,62	53,48	2,31	0,874	0,99	1,93
B5	40,00	14,06	18,12	-7,80	34,37	9,93	61,55	2,71	1,136	0,86	1,97

Tabelle 5: Rechnerische Werte der Versuchsbalken
B1 bis B5 aus Soll-Grössen

Balken Nr.	$P_{zul\ SIA}^*$ ↑	P_{35}^* ↑	P_p^* ↑	$P_p^*/l,8$ ↑
B 1	8,52	15,61	25,5	14,16
B 2	8,52	15,61	31,5	17,50
B 3	8,52	15,61	41,2	22,89
B 4	6,10	10,63	32,2	17,89
B 5	6,10	10,63	37,2	20,67

Tabelle 6: Schubarmierung im Bereich II - III

Balken	Bügel - Armierung			Berechnet mit Soll - Grössen						
	$\emptyset_B$ mm	↑ cm	F_{eB} cm	$Q^*(P_p^*)$ ↑	Q_C^* ↑	Q_{Berf}^* ↑	$Q_{B\ vorh}^*(S)$ ↑	$\mu_{B\ vorh}^*$ %	$\mu_{B\ FW}^*$ %	$\eta^*(S)$
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
B1	8	11	1,01	18,6	4,0 (F)	14,6	14,5	0,77	0,98	0,78
B2	8	9	1,01	22,1	4,2 (F,S)	17,9	17,7	0,94	1,17	0,80
B3	10	10	1,50	27,7	4,1 (F)	23,6	24,8	1,31	1,46	0,90
B4	8	9	1,04	21,3	4,0 (S)	17,3	18,1	0,94	1,12	0,84
B5	10	12	1,50	24,2	4,0 (S)	20,2	20,6	1,09	1,28	0,86

Balken	Berechnet mit effektiven Grössen						
	$Q(P_p)$ ↑	Q_C ↑	Q_{Berf} ↑	$Q_{B\ vorh}(S)$ ↑	$\mu_{B\ vorh}$ %	$\mu_{B\ FW}(S)$ %	$\eta(S)$
	11	12	13	14	15	16	17
B1	19,5	5,1 (S)	14,4	14,9	0,77	1,00	0,76
B2	23,4	5,1 (S)	18,3	18,2	0,94	1,21	0,78
B3	29,8	4,9 (F)	24,9	24,0	1,25	1,56	0,81
B4	22,5	4,9 (F)	17,6	19,7	0,96	1,10	0,88
B5	25,9	4,9 (F)	21,0	20,0	1,04	1,35	0,77

Tabelle 7: Bruchlasten und Bruchart

Balken	Gemessen		Gerechnet		$\frac{P_{uA}}{P_p}$	$\frac{P_{uE}}{P_p}$	$\frac{P_{uA}}{P_{zul\ SIA}}$	$\frac{P_{uE}}{P_{zul\ SIA}}$	Bruchart
	P_{uA} ↑	P_{uE} ↑	P_p ↑	$P_{zul\ SIA}$ ↑					
B1	29,4	26,1	26,74	8,45	1,099	0,976	3,48	3,09	Schubbruch neben dem mittleren Auflager infolge plastischer Verformungen der Bügel mit Zerstörung des durch die Rotation bereits stark beanspruchten Betons im Steg und in der Biegedruckzone.
B2	36,5	32,5	33,42	8,45	1,092	0,972	4,32	3,85	
B3	41,7	35,3	44,43	8,45	0,939	0,794	4,93	4,18	
B4	35,4	31,9	34,18	6,01	1,036	0,933	5,89	5,31	
B5	34,0	29,2	40,00	6,01	0,850	0,730	5,66	4,86	

Tabelle 8: Lasten und Momente

Laststufe Nr.	B 1				B 2				B 3				B 4				B 5			
	P_A t	P_E t	M_{IE} mt	M_{IEE} mt	P_A t	P_E t	M_{IE} mt	M_{IEE} mt	P_A t	P_E t	M_{IE} mt	M_{IEE} mt	P_A t	P_E t	M_{IE} mt	M_{IEE} mt	P_A t	P_E t	M_{IE} mt	M_{IEE} mt
0	0,5	0,5	0,12	- 0,27	0,5	0,5	0,12	- 0,27	0,5	0,5	0,12	- 0,27	0,5	0,5	0,12	- 0,27	0,5	0,5	0,12	- 0,27
1	2,5	2,5	0,57	- 1,41	2,5	2,5	0,58	- 1,38	2,5	2,5	0,56	- 1,45	2,5	2,5	0,59	- 1,34	2,5	2,5	0,60	- 1,32
2	3,5	3,5	0,79	- 1,98	3,5	3,5	0,81	- 1,94	4,5	4,3	1,02	- 2,33	3,5	3,3	0,82	- 1,65	6,1	6,0	1,64	- 2,60
3	8,5	8,2	1,94	- 4,44	8,5	7,9	2,01	- 3,85	8,5	8,2	2,09	- 3,98	6,1	5,8	1,56	- 2,58	6,1	6,0	1,64	- 2,60
4	0,5	0,5	0,12	- 0,28	0,5	0,5	0,16	- 0,14	0,5	0,5	0,14	- 0,20	0,5	0,5	0,19	- 0,05	0,5	0,5	0,20	- 0,04
5	14,2	13,5	3,15	- 7,43	13,0	12,2	3,06	- 6,06	13,3	12,7	3,31	- 5,95	10,2	9,6	2,64	- 4,10	10,2	9,7	2,77	- 3,82
6	0,5	0,5	0,13	- 0,23	17,5	16,3	4,06	- 8,21	18,1	17,4	4,57	- 8,05	14,3	13,6	3,74	- 5,77	14,3	13,7	3,92	- 5,37
7	14,2	14,1	3,30	- 7,73	0,5	0,5	0,15	- 0,19	22,9	21,5	5,75	- 9,62	17,9	17,1	4,78	- 7,03	20,7	19,7	5,78	- 7,30
8	0,5	0,5	0,13	- 0,24	17,5	17,0	4,34	- 8,23	1,5	1,5	0,49	- 0,40	1,5	1,5	0,55	- 0,23	1,5	1,5	0,62	- 0,01
9	14,2	13,8	3,22	- 7,59	0,5	0,5	0,25	- 0,12	22,9	22,6	6,09	- 9,99	17,9	17,8	5,00	- 7,25	20,7	20,6	6,07	- 7,55
10	0,5	0,5	0,17	- 0,13	17,5	17,0	4,34	- 8,23	1,5	1,5	0,51	- 0,35	1,5	1,5	0,56	- 0,21	1,5	1,5	0,62	- 0,01
11	18,2	17,3	4,12	- 9,27	0,5	0,5	0,25	- 0,12	22,9	22,2	5,99	- 9,78	17,9	17,6	4,96	- 7,11	20,7	20,2	5,97	- 7,35
12	21,9	20,7	5,06	- 10,71	21,9	20,7	5,33	- 9,89	1,5	1,5	0,51	- 0,34	1,5	1,5	0,56	- 0,21	1,5	1,5	0,63	- 0,02
13	25,5	23,7	6,01	- 11,60	27,0	25,2	6,67	- 11,49	29,0	27,3	7,61	- 11,29	22,7	21,5	6,29	- 8,02	26,2	25,1	7,74	- 8,15
14	27,0	25,2	6,49	- 12,04	31,5	29,4	8,10	- 12,46	35,1	32,2	9,51	- 11,72	27,5	25,9	7,94	- 8,55	31,7	29,2	9,43	- 8,22
15	28,2	26,0	6,75	- 12,27	34,2	31,2	8,75	- 12,75	39,9	35,3	10,95	- 11,28	32,2	30,0	9,57	- 8,78	34,0	Bruch		
16	28,8	26,1	6,85	- 12,08	35,8	32,5	9,28	- 12,77	41,7	Bruch			35,0	31,9	10,43	- 8,59				
17	29,4	Bruch			36,5	Bruch							35,4	Bruch						

Tabelle 9: Spannungen und Dehnungen der meistbeanspruchten Bügel bei der Laststufe vor dem Bruch

Balken	$\bar{\sigma}_{\text{B max}}$	σ_p kg/mm ²	$\sigma_{\text{B max}}$ kg/mm ²	σ_s kg/mm ²	$\frac{\sigma_p}{\sigma_s}$	$\frac{\sigma_{\text{B max}}}{\sigma_s}$	ϵ_p ‰	$\epsilon_f = \frac{\sigma_s}{E_0}$ ‰	$\epsilon_{\text{B max}}$ ‰	$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_s}$	$\frac{\epsilon_{\text{B max}}}{\epsilon_s}$	$\frac{\epsilon_{\text{B max}}}{\epsilon_f}$
B1	5	35,5	44,9	46,1	0,77	1,27	1,81	2,27	3,68	0,42	0,86	1,62
B2	9	35,5	45,7	46,1	0,77	1,29	1,81	2,27	4,04	0,42	0,94	1,78
B3	4	32,4	42,6	45,5	0,71	1,31	1,62	2,22	3,01	0,38	0,73	1,36
B4	8	36,2	45,4	48,7	0,74	1,25	1,81	2,38	3,04	0,42	0,70	1,28
B5	7	32,4	39,1	45,5	0,71	1,21	1,62	2,22	2,26	0,38	0,54	1,02

Tabelle 10: Vergleich der Balken A5 und B2

Balken	$M_{pF} = M_{pS}$ mt	P_p t	P_{uA} t	P_{uE} t	δ_{max} mm	$\theta_{\text{max S}}$	Bügel	σ_p kg/mm ²	σ_s kg/mm ²	$Q_{\text{B vorh}}$ t	Q_c t
A5	11,13	32,37	38,2	36,0	37	0,0565	ø 8, t=10 cm	35,1	40,7	14,8	7,6
B2	11,70	33,42	36,5	32,5	23	0,0233	ø 8, t=9 cm	35,5	46,1	17,7	5,1

Tabelle 11: Vergleich der Balken B4 und B5

Balken	M_{pF} mt	M_{pS} mt	P_{uA} t	P_{uE} t	$\tau(P_{uE})$ kg/cm ²	Bügel	$\mu_{\text{B vorh}}$ %	$Q_{\text{B vorh}}$ t	σ_p (Mit Nenn- querschnitt) kg/mm ²	$\sigma_{\text{B max}}$ kg/mm ²	$\epsilon_{\text{B max}}$ ‰	$\theta_{\text{max S}}$
B4	14,72	7,80	35,4 (100 %)	31,9 (100 %)	51,0	ø 8, t=9 cm	0,96	19,7	37,4	45,4	3,04	0,0235
B5	18,12	7,80	34,0 (96 %)	29,2 (92 %)	47,0	ø 10 t=12 cm	1,04	20,0	31,0	39,1	2,26	0,0151

Tabelle 12: Momentenumlagerung mit den Steifigkeiten nach Stahlbetontheorie

Balken	$\frac{I_{nS}}{I_{nF}}$	P_{fn} (anstatt P_f)	γ
B1	1,395	20,01 (anstatt 22,16)	1,202
B2	1,000	22,16 (wie 22,16)	1,000
B3	0,722	24,68 (anstatt 22,16)	0,832
B4	0,627	17,25 (anstatt 14,78)	0,719
B5	0,518	18,54 (anstatt 14,78)	0,696

Tabelle 13: Schubbeanspruchung bei Maximallast

Balken Nr.	τ_{II-III} kg/cm ²				$s_{III} = \frac{M_{III}}{Q_{II-III} \cdot h}$	
	Gerechnet		Versuch		Ger.	Vers.
	unter P_p^*	unter P_p	unter P_{uE}	unter P_{uA} (geschätzt)	unter P_p	unter P_{uE}
B1	44,2	46,3	45,7	51,1	1,71	1,79
B2	52,5	55,6	55,1	60,8	1,43	1,57
B3	65,8	70,4	57,8	65,7	1,12	1,32
B4	50,6	53,5	51,0	55,0	0,99	1,14
B5	57,5	61,6	47,0	54,1	0,86	1,18

Tabelle 14: Beanspruchungen in der Schweraxe bei der Laststufe vor dem Auftreten von eigentlichen Schubrissen (Bereich II – III)

Balken Nr.	Bereich 12 – 16		Bereich 8 – 12	
	Lastst. Nr.	τ kg /cm ²	Lastst. Nr.	τ kg /cm ²
B 1	11	31,30	5	24,58
B 2	6	29,09	12	36,49
B 3	6	30,47	6	30,47
B 4	6	23,40	6	23,40
B 5	6	23,21	6	23,21
Mittel- werte	$\tau = 27,5 \text{ kg/cm}^2$ $G_{nz} = \frac{h \cdot S}{I} \cdot \tau = 1,32 \cdot \tau = 36,3 \text{ kg/cm}^2$			
Nach SIA 162: Zugfestigkeit = $(1,2 + 1,5) \cdot \sqrt{\beta_w} = 23,7 + 29,7 \text{ kg/cm}^2$				

Tabelle 15: Risseverhalten

Balken	Erster Anriss			Maximale Rissbreiten in 1/100 mm bei den Lasten								
	1. Riss in	P_{Riss} t	$G_{bz \text{ Riss}}$ kg/cm ²	$P_{zul \text{ SIA}}^*$		$P_p^*/1,8$				$P_p/1,8$	P_{35}^*	P_f
				1. Bel.	1. Entl.	1. Bel.	1. Entl.	3. Bel.	3. Entl.	1. Bel.	1. Bel.	1. Bel.
B1	S	3,5	48	9	4	15	6	20	8	44 ²⁾	47 ²⁾	71 ²⁾
B2	S	3,5	47	6	2	19	5	20 ¹⁾	9 ¹⁾	22 ¹⁾	18	31 ¹⁾
B3	S	4,5	59	9	4 ¹⁾	65 ¹⁾	23 ¹⁾	70 ¹⁾	25 ¹⁾	71 ¹⁾	33 ¹⁾	70 ¹⁾
B4	S	3,5	42	9	4	45 ³⁾	18 ³⁾	50 ³⁾	20 ³⁾	56 ³⁾	20	38
B5	S	2,5	32	6	5	55 ²⁾	20 ¹⁾	60 ²⁾	20	66 ²⁾	22 ²⁾	37 ¹⁾

1) Im Steg auf Höhe der Balkenaxe
2) Im Steg 6 cm oberhalb der Balkenaxe
3) Im Steg 4 cm oberhalb der Balkenaxe

Fig. 1a: Lastanordnung und Abmessungen der Versuchsbalken B1-B5

Fig. 1b: Armierung der Versuchsbalken B1-B5

Fig. 2: Bereiche ($\mu, \tau_{\max}$) verschiedener Versuchsanordnungen

Fig. 3: Spannungs-Dehnungs-Diagramme der verwendeten Torstähle Serie B

Fig. 6: Momenten - Umlagerung

Fig. 7: Notwendige Rotation

Fig. 8: Zunahme der Schubbeanspruchung während der Rotation im plastischen Gelenk über dem mittleren Auflager

Fig. 9: Nötige Rotation über der Stütze bei verschiedenen Längsarmierungsgehalten μ

Fig. 10: Anordnung und Bezeichnung der Messtellen Serie B

Fig. 11: Höchste gemessene Lasten P_u bezogen auf die theoretischen Traglasten P_p

Fig. 12: Höchste gemessene Lasten P_u bezogen auf die zulässigen Lasten nach SIA
Normen Nr. 162 / 1956

Fig. 13: Momentenverteilung B I und B 2

Fig. 14: Momentenverteilung B3, B4 und B5

Fig. 15: Momenten - Umlagerung B1 und B2

Fig. 16: Momenten - Umlagerung B3 und B4

Fig. 18: Zusammenstellung der Durchbiegungen

Fig. 17: Momenten – Umlagerung B5

Fig. 19: Relative Senkung der Endauflager gegenüber dem Zwischenaufleger

Fig. 20: Theoretische Veränderung der Stützen- und Feldmomente infolge Senkung der Endauflager (gültig von $\sim 0.3 P_m$ bis $0.75 P_m$)

Fig. 21: Verlauf der nominellen Schubspannungen im Bereich II - III

Fig. 22: Momenten-Schub-Verhältnis beim mittleren Auflager

Fig. 23: Beanspruchung der Bügel neben dem mittleren Auflager
der Balken B1 und B2

Fig. 24: Beanspruchung der Bügel neben dem mittleren Auflager der Balken B3, B4 und B5

Fig. 25: Mittlere Bügelspannungen in- und ausserhalb des Biegeschubbereiches beim mittleren Auflager

Fig. 26: Bügelspannungen der Balken B1, B2 und B3

Fig. 27: Bügelspannungen der Balken B4 und B5

Fig. 28: „Effektive“ Querkkräfte in Bügeln und Biegedruckzone in den Biegeschubbereichen beidseits des mittleren Auflagers der Balken B1 und B2

Fig.29: „Effektive“ Querkräfte in Bügeln und Biegedruckzone in den Biegeschubbereichen beidseits des mittleren Auflagers der Balken B3 und B4

Fig. 30: „Effektive“ Querkräfte in Bügeln und Biegedruckzone in den Biegeschubbereichen beidseits des mittleren Auflagers des Balkens B5

Fig. 31: Veränderung der durch die Bigedruckzone übertragenen Querkraft Q_{Ceff} mit fortschreitender Rotation

Fig. 32: Durchbiegungen Balken B1 und B2

Fig. 33: Durchbiegungen Balken B3, B4 und B5

Fig. 34: Biegelinien der Balken B1—B5

Legende zu Fig. 35 und 36:

- Bei Laststufe vor dem Bruch
- Unter theoretischer Last P_t
- Fließkrümmung nach Stahlbetontheorie $n=5$

Fig. 35: Krümmungen Balken B1 und B2

Fig. 36: Krümmungen Balken B3, B4 und B5

Legende zu Fig. 37 und Fig. 38

- Im Versuch gemessen
- „Elastische“ Rotation nach Stahlbetontheorie ($n=5$)

Fig. 37: Rotationen über dem mittleren Auflager (Messlänge 80 cm)

Fig. 38: Rotationen im Feld (Messlänge 25 cm)

Fig. 39: Betonstauchungen beim mittleren Auflager (Deformeter 10 cm)

Fig. 40: Betonstaudungen beim mittleren Auflager (Gages 6 cm)

Fig. 41: Verlauf der Betonverformungen am unteren Balkenrand beim mittleren Auflager

Fig. 42: Zunahme der Betonstauchungen (10 cm Deformeter) mit fortschreitender Rotation beim mittleren Auflager

$\epsilon_f = 2,34 \text{ ‰}$

Fig. 43: Verformungen der Zugzone über dem mittleren Auflager

Fig. 44: Dehnungsverteilung über Querschnitte beim mittleren Auflager der Balken B1, B3 und B4

Fig. 45: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens B1

Fig. 46: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens B2

Fig. 47: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens B3

Fig. 48: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens B4

Fig. 49: Risseplan 1:20 mit Rissbreiten (in 1/100 mm) des Balkens B5

Abb. 1: Riss- und Bruchbilder der Balken Serie B

Abb. 2: Plastische Gelenke und Bruchstelle des Balkens B1

Abb. 3: Beginnende Zerstörung des Steges und der Druckzone des Balkens B2 (vor dem Bruch)

Abb. 4: Bruchstelle des Balkens B3

Abb. 5: Plastisches Gelenk des Balkens B4 bei der Laststufe vor dem Bruch

Abb. 6: Balken B5 nach dem Bruch